

Caractérisation des propriétés mécaniques des bâtiments en maçonnerie non armée pour l'évaluation du risque sismique

par

Pascal MORETTI

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Sc. A.

MONTREAL, LE 21 NOVEMBRE 2017

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Pascal Moretti, 2017



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY
CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Marie-José Nollet, directrice de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Danielle Monfet, présidente du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Daniel Perraton, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 27 OCTOBRE 2017

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

J'aimerais remercier toutes les personnes qui m'ont soutenu et encouragé durant mes études de maîtrise.

Tout d'abord, mes sincères remerciements à ma directrice de maîtrise, Mme Marie-José Nollet, pour sa patience, son appui financier et ses explications.

Mes remerciements s'adressent également à M. Ahmad Abo-El-Ezz, étudiant de postdoctorat et les responsables des laboratoires d'essais : Richard Prowt, John Lescelleur, Andres Barco et Juan Mauricio Rios, pour leur aide dans l'adaptation des montages d'essais et la construction des spécimens.

Je tiens aussi à formuler une attention particulière à mes parents, Jean et Louise, ma copine Stéphanie, mes frères et leur conjointe pour leur soutien moral tout au long de mes études.

Enfin, je remercie le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNGC), le Fonds de recherche du Québec - Nature et technologie (FRQNT) et l'École de technologie supérieure (ÉTS) pour l'appui financier apporté à ces travaux de recherche. Je tiens aussi à remercier la firme d'architectes Fournier Gersovitz Moss Drolet et associés architectes (FGMDA), maintenant EVOQ Architecture depuis mars 2016, et Maçonnerie L.M.R inc. pour leur contribution au projet, ainsi que les différents propriétaires de bâtiments, dont Travaux Publics Canada, qui ont généreusement donné accès à leur documentation.

CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES BÂTIMENTS EN MAÇONNERIE NON ARMÉE POUR L'ÉVALUATION DU RISQUE SISMIQUE

Pascal MORETTI

RÉSUMÉ

Les structures en maçonnerie non armée (MNA) sont considérées parmi les plus vulnérables aux séismes. Le manque d'information sur les propriétés mécaniques des bâtiments en MNA de pierre de l'Est du Canada rend l'évaluation sismique fiable très difficile. Les normes nord-américaines étant principalement destinées à la conception avec de la maçonnerie de brique, la détermination des caractéristiques mécaniques de la MNA de pierre doit s'appuyer sur les normes Européennes et les travaux de recherche expérimentale. Cette recherche se concentre sur la caractérisation des matériaux de base de la maçonnerie de pierre, pierre et mortier de ciment et de chaux, de petits spécimens de maçonnerie et de murets de maçonnerie à une paroi.

Le type de pierre retenu pour les essais est un calcaire de type St-Marc avec un mortier de ciment et de chaux ayant des proportions de 1 :2 :8 pour le ciment portland, la chaux hydratée et le sable, respectivement. Des essais de résistance à la compression ont été réalisés sur des unités de pierre et des échantillons de mortier prélevé durant la construction des spécimens de la première phase expérimentale. La résistance moyenne de la pierre et des échantillons de mortier est de 101 ± 13 MPa et $3,3 \pm 0,2$ MPa, respectivement. Les propriétés mécaniques de petits spécimens de maçonnerie construits avec deux ou trois unités de pierre ont été établies. La résistance à la compression moyenne obtenue est de $33,2 \pm 3,2$ MPa avec un module d'élasticité correspondant de $2\,823 \pm 186$ MPa. Les essais de résistance au cisaillement des joints ont permis de déterminer une cohésion et un coefficient de friction de 0,56 MPa et 0,85 respectivement. La résistance à la flexion du joint horizontal moyenne est de $0,23 \pm 0,03$ MPa. Finalement, pour la dernière phase du programme expérimental, des essais de résistance à la traction diagonale ont été réalisés sur les murets de maçonnerie à une paroi. La résistance à la compression moyenne des échantillons de mortier prélevé sur les murets est de $8,0 \pm 0,9$ MPa. La résistance à la traction diagonale moyenne est de $0,41 \pm 0,08$ MPa et le module de cisaillement correspondant est de 487 ± 10 MPa.

Les résultats des essais de résistance à la compression et à la traction diagonale ont permis d'évaluer la courbe de capacité d'un prototype de bâtiment de deux étages en MNA de la région du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec. Cette courbe de capacité expérimentale, comparée à des courbes de capacité basées sur des données tirées de la littérature a permis de faire valoir l'importance de déterminer les propriétés mécaniques de la MNA afin d'obtenir des modèles fiables sur lesquelles baser l'évaluation et les décisions de réhabilitation.

VIII

Compte tenu de l'intérêt de l'évaluation sismique des bâtiments en MNA existants, des recommandations sont faites pour améliorer les connaissances sur les propriétés des matériaux des bâtiments en MNA de pierre dans l'Est du Canada.

Mots-clés : Maçonnerie, Pierre, Mortier, Compression, Cisaillement, Flexion, Vulnérabilité sismique, Capacité

CHARACTERISATION OF MECHANICAL PROPERTIES OF UNREINFORCED MASONRY BUILDINGS FOR SEISMIC RISK ASSESSMENT

Pascal MORETTI

ABSTRACT

Unreinforced masonry (URM) buildings are considered among the most vulnerable to earthquakes. The lack of information on mechanical properties of stone URM buildings in Eastern Canada makes reliable seismic evaluation even more difficult. North American standards for testing masonry are primarily intended for the design of brick masonry structures. The characterisation of mechanical properties of stone URM must therefore be based on European standards and experimental researches. This research is focused on the characterisation of stone masonry components, limestone units and cement – lime mortar, small masonry specimens and one leaf masonry wallets.

The stone selected for the experimental programme was St-Marc limestone. A cement – lime mortar was used with 1:2:8 ratios for cement, lime and sand, respectively. Compressive strength tests were carried out on stone units and on mortar samples taken from the mortar batch used during the construction of the URM specimen for the first phase of the experimental programme. The average stone and mortar compressive strengths were 101 ± 13 MPa and $3,3 \pm 0,2$ MPa, respectively. The mechanical properties of URM small specimens made of two or three stone units were established. The average compressive strength was $33,2 \pm 3,2$ MPa and corresponding elastic modulus $2\,823 \pm 186$ MPa. The joint shear sliding strength tests lead to a cohesion and friction coefficient equal to 0,56 MPa and 0,85, respectively. The flexural bond strength of the horizontal joint was $0,23 \pm 0,03$ MPa. Finally, the last phase of the experimental programme consisted in evaluating the diagonal tension strength of one-leaf stone masonry wallets. The average mortar compressive strength for the wallets was $8,0 \pm 0,9$ MPa. The results gave a diagonal strength of $0,41 \pm 0,08$ MPa and corresponding shear modulus of 487 ± 10 MPa.

The results of the compressive and diagonal tension tests were used to generate the capacity curve for a prototype stone URM building of two stories typical of the Old-Quebec and Old-Montreal region. This capacity curve based on experimental data was then compared to capacity curves obtained from literature data to promote the importance of the mechanical properties of URM to derive reliable models to base our assessment and define rehabilitation strategies.

Considering the interest of seismic assessment of existing URM buildings, recommendations are made to improve knowledge on mechanical properties of stone URM buildings of Eastern Canada.

Keywords : Masonry, Stone, Mortar, Compression, Shear, Flexion, Seismic vulnerability, Capacity

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 État des connaissances.....	5
1.1 Dommages dus aux séismes.....	5
1.1.1 Comportement de la maçonnerie durant les séismes de Northridge (É-U) et de Tecomán-Colima (Mexique) (Klingner, 2006)	5
1.1.1.1 Séisme de Northridge : 17 janvier 1994	5
1.1.1.2 Séisme de Tecomán-Colima, 21 janvier 2003	9
1.1.2 Performance des bâtiments en MNA durant la série de séismes à Canterbury en 2010/2011 (Ingham & Griffith, 2011)	10
1.1.2.1 Séisme de Darfield : 4 septembre 2010	11
1.1.2.2 Séisme de Christchurch : 22 février 2011	13
1.1.3 Dommages sur la maçonnerie non armée dans l'est du Canada suite au séisme du Saguenay (Tinawi et al., 1990)	15
1.2 Mode de rupture des murs de maçonnerie sous charges sismiques	19
1.3 Évaluation de la résistance latérale : les propriétés et dimensions requises	21
1.3.1 Résistance au balancement attendue d'un mur ou d'un trumeau en MNA	22
1.3.2 Résistance au glissement des joints attendue d'un mur ou d'un trumeau en MNA	22
1.3.3 Résistance à l'écrasement au pied du mur pour un mur ou un trumeau en MNA	23
1.3.4 Résistance minimale à la traction diagonale du mur ou du trumeau en MNA	24
1.3.5 Susceptibilité à la rupture hors plan.....	24
1.4 Essais normés.....	25
1.4.1 Matériaux	25
1.4.1.1 Mortier	25
1.4.1.2 Pierre	26
1.4.2 Maçonnerie	27
1.4.2.1 Résistance en compression	27
1.4.2.2 Résistance en cisaillement des joints	29
1.4.2.3 Résistance à la flexion du joint	31
1.4.2.4 Résistance à la traction diagonale	32
1.5 Caractérisation de la maçonnerie de pierre traditionnelle du Québec	34
1.5.1 Identification de section de mur vulnérable.....	35
1.5.2 Caractérisation des matériaux composant la maçonnerie	37
1.5.3 Mélange de mortier	37
1.5.4 Pierre	40

CHAPITRE 2 Programme expérimental	43
2.1 Description du programme expérimental Phase I et Phase II	43
2.2 Données de base sur les matériaux	45
2.2.1 Unités de pierre	45
2.2.2 Mortier	45
2.3 Échantillons à tester	46
2.3.1 Échantillons de la phase 1	46
2.3.2 Échantillons de la phase 2	48
2.4 Équipement d'essais et montages expérimentaux	49
2.4.1 Équipement utilisé pour les essais	50
2.4.2 Montage expérimental pour les essais de compression de la maçonnerie	50
2.4.3 Montage expérimental pour les essais de cisaillement des joints des spécimens de maçonnerie	51
2.4.4 Montage expérimental pour les essais de flexion du joint des spécimens de maçonnerie	52
2.4.5 Montages (2) expérimentaux pour les essais de traction diagonale des spécimens de maçonnerie	53
CHAPITRE 3 Résultats des essais de la Phase expérimentale 1	57
3.1 Essais de caractérisation de la pierre et du mortier	57
3.1.1 Résistance à la compression de la pierre calcaire	57
3.1.2 Résistance à la compression du mortier	59
3.2 Essais de caractérisation sur la maçonnerie	59
3.2.1 Essais de résistance à la compression	60
3.2.2 Essais de résistance au cisaillement	63
3.2.3 Essais de résistance à la flexion du joint	66
CHAPITRE 4 Résultats des essais de la Phase expérimentale 2	69
4.1 Essais de caractérisation des composantes du mur	69
4.1.1 Résistance à la compression de la pierre calcaire	69
4.1.2 Résistance à la compression du mortier	69
4.2 Essais de caractérisation sur des murs de maçonnerie	71
CHAPITRE 5 Application à l'évaluation de la vulnérabilité sismique	75
5.1 Prototype de bâtiment utilisé pour les calculs	75
5.2 Courbes de capacité et évaluation de la vulnérabilité d'une structure	77
5.3 Calcul et comparaison de la courbe de capacité selon les résultats expérimentaux aux courbes de capacité théoriques d'Abo El Ezz (2013).	84
5.4 Impact des propriétés mécaniques sur la vulnérabilité sismique d'un bâtiment en MNA	86
CONCLUSION	91
RECOMMANDATIONS	95

ANNEXE I	LISTE DES DOCUMENTS FOURNIS PAR FGMDA POUR CONSULTATION.....	97
ANNEXE II	FICHES TECHNIQUES DES MATÉRIAUX DE BASE.....	101
ANNEXE III	CONSTRUCTION DES SPÉCIMENS DE LA PREMIÈRE PHASE	105
ANNEXE IV	FISSURATION ET MODE DE RUPTURE DES TROIS ESSAIS EN COMPRESSION SUR LES UNITÉS DE PIERRE	107
ANNEXE V	FISSURATION ET MODE DE RUPTURE DES ESSAIS EN COMPRESSION SUR LES ÉCHANTILLONS DE MORTIERS.....	109
ANNEXE VI	FISSURATION ET MODES DE RUPTURE DES ESSAIS EN COMPRESSION SUR LES SPÉCIMENS DE MAÇONNERIE.....	113
ANNEXE VII	COURBE DE CONTRAINTE-DÉFORMATION DES SPÉCIMENS INDIVIDUELS	121
ANNEXE VIII	FISSURATION ET MODES DE RUPTURE DES ESSAIS EN CISAILLEMENT DES JOINTS SUR LES SPÉCIMENS DE MAÇONNERIE.....	125
ANNEXE IX	ÉVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINTE AXIALE SELON LE DÉPLACEMENT DU BLOC CENTRAL.....	133
ANNEXE X	FISSURATION ET MODES DE RUPTURE DES ESSAIS EN FLEXION DU JOINT SUR LES SPÉCIMENS DE MAÇONNERIE....	145
ANNEXE XI	FISSURATION ET MODES DE RUPTURE DES ESSAIS EN TRACTION DIAGONALE SUR LES SPÉCIMENS DE MAÇONNERIE.....	149
ANNEXE XII	DÉTAIL DES CALCULS DE COURBES DE CAPACITÉ BILINÉAIRE RÉALISÉ SUR MATHCAD.....	151
BIBLIOGRAPHIE		159

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Limites des ratios h/t des murs en MNA25
Tableau 1.2	Résumé des normes et articles utilisés pour réaliser les essais34
Tableau 1.3	Information sur la caractérisation de MNA dans les documents de FGMDA35
Tableau 1.4	Mélanges de mortier de ciment et chaux et de chaux hydraulique recueillis d'essais du CNRC39
Tableau 1.5	Mélanges de mortier à l'essai pour le projet de restauration du Block Ouest, Colline Parlementaire40
Tableau 2.1	Granulométrie utilisée pour le sable du mortier et fuseau CSA46
Tableau 3.1	Résultats des essais de résistance à la compression sur la pierre calcaire58
Tableau 3.2	Résultats d'essais de compression sur les cubes de mortier avec les proportions volumique d'un ciment Portland, 2 chaux hydratée et 8 sable sec59
Tableau 3.3	Résultats d'essais de compression sur les spécimens de maçonnerie62
Tableau 3.4	Paramètres de l'enveloppe de Mohr Coulomb pour la résistance en cisaillement de la maçonnerie de pierre selon les résultats d'essais et la littérature66
Tableau 4.1	Résultats d'essais de compression sur les cubes de mortier70
Tableau 4.2	Résistance à la traction diagonale et module de cisaillement des murets de maçonnerie74
Tableau 5.1	Résistance en cisaillement des trumeaux du prototype de bâtiment selon les résultats expérimentaux82
Tableau 5.2	Propriétés mécaniques utilisés pour l'élaboration des courbes de capacité théoriques (Abo El Ezz, 2013) et expérimentale85

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Dommages observés sur des bâtiments d'un étage en maçonnerie de bloc de béton armé : a) dommages aux coins et b) dommages locaux de la maçonnerie non cimentée.....6
Figure 1.2	Dommage en cisaillement observé sur des bâtiments multi-étages avec murs de refends en maçonnerie.....7
Figure 1.3	Dommages observés sur des bâtiments en MNA sans réhabilitation sismique : a) Rupture d'un mur extérieur et b) Rupture du mur extérieur au deuxième étage RDC ayant subi une réhabilitation sismique8
Figure 1.4	Dommages observés sur des bâtiments en MNA avec réhabilitation sismique : a) Dommage au niveau du parapet et b) Rupture et effondrement du parement de maçonnerie.....8
Figure 1.5	a) Exemple de mur en maçonnerie confiné par des éléments de béton armé et b) Peu de dommages observés sur une habitation en maçonnerie confinée (débris en avant-plan viennent d'autre source).....9
Figure 1.6	Dommages observés sur des bâtiments en MNA et en adobe : a) Rupture en cisaillement diagonal des murs et b) Effondrement complet de la structure en adobe et partielle de la structure en MNA10
Figure 1.7	Distribution des bâtiments en MNA selon trois typologies : a) Hauteur en nombre d'étages, b) empreinte au sol (m ²) et c) Type d'usage11
Figure 1.8	Exemple de rupture de différents éléments de bâtiments en maçonnerie : a) Cheminée instable, b) Pignon effondré, c) Parapet effondré et d) Rupture en poinçonnement du mur au niveau des ancrages d'auvent ...12
Figure 1.9	Compositions de mur typique pour les bâtiments en maçonnerie de pierre de Christchurch : a) 3 parois avec remplissage de gravats, b) 3 parois avec pierre d'Oamaru et béton coulé et c) 2 parois avec pierre et briques d'argile14
Figure 1.10	Blocs de béton endommagés dans un mur de corridor de l'école polyvalente Dominique Racine à Chicoutimi16
Figure 1.11	Rupture en flexion d'un mur de blocs de béton17
Figure 1.12	Trois rangées supérieures effondrées dans un gymnase de l'école polyvalente de La Baie.....18

Figure 1.13	Modes de ruptures d'un mur de maçonnerie sous charges sismiques : a) Balancement, b) A - Glissement dans les joints, B - Écrasement du pied du mur ou C - Traction diagonale et c) Rupture hors du plan20
Figure 1.14	Hauteurs effectives des sections d'un mur en MNA21
Figure 1.15	Position des mesures sur les prismes28
Figure 1.16	Méthodes d'essais in situ de la norme ASTM C1351: a) Méthode A, b) Méthode B et c) Méthode C30
Figure 1.17	Section transversale typique d'un mur en MNA du Bloc Ouest du bâtiment de la Colline Parlementaire, Ottawa36
Figure 1.18	Détail de la section transversale d'un mur en MNA typique des étages supérieure du Bloc Ouest du bâtiment de la Colline Parlementaire, Ottawa37
Figure 2.1	Programme expérimental43
Figure 2.2	Spécimens de la phase 1 : a) Unité de pierre; b) Cube de mortier; c) Spécimens pour les essais en compression et en cisaillement des joints et d) Spécimens pour les essais de flexion du joint48
Figure 2.3	Spécimens de la phase 2 : Murets de maçonnerie.....49
Figure 2.4	Montage expérimental et instrumentations des essais de compression51
Figure 2.5	Montage expérimental et instrumentations des essais de cisaillement des joints52
Figure 2.6	Montage expérimental des essais de flexion du joint: (a) cadre du montage, (b) vue rapprochée des serres53
Figure 2.7	Instrumentation des murs pour les essais de traction diagonale54
Figure 2.8	Premier montage expérimental pour les essais de traction diagonale.....55
Figure 2.9	Deuxième montage expérimental pour les essais de traction diagonale....56
Figure 3.1	Montage pour les essais de compression sur les blocs de pierre calcaire ..57
Figure 3.2	Essais de compression sur pierre calcaire : (a), (b) et (c) Mode de rupture pour les trois blocs de pierre testés; (d) Débris retirés58
Figure 3.3	Mode de rupture des essais de compression61

Figure 3.4	Courbes contrainte-déformation des essais de compression sur la maçonnerie.....	62
Figure 3.5	Essais de résistance au cisaillement : Specimens après rupture des joints de mortier.....	64
Figure 3.6	Évolution de la contrainte de cisaillement selon le déplacement du bloc central.....	65
Figure 3.7	Enveloppe de Mohr Coulomb pour les essais sur spécimens de maçonnerie.....	66
Figure 3.8	Mode de rupture des essais de résistance à la flexion du joint	67
Figure 4.1	Mode de rupture en escalier des murets de maçonnerie : a) face avant et b) face arrière	72
Figure 5.1	Prototype de bâtiment en maçonnerie de pierre à deux étages pour le calcul des courbes de capacité	76
Figure 5.2	Propriété géométrique des murs de façade d'un bâtiment type à deux étages en maçonnerie de pierre (dimensions en mètres).....	77
Figure 5.3	Courbe de capacité standard et modèle équivalent à 1 DDL	78
Figure 5.4	Modèle mécanique simplifié pour l'évaluation des courbes de capacité pour des bâtiments en maçonnerie de pierre.....	79
Figure 5.5	Comparaison courbes de capacité théoriques et expérimentale.....	86
Figure 5.6	Analyse de la vulnérabilité : a) Courbes de fragilité sismique et b) Courbe de vulnérabilité	87
Figure 5.7	a) Variation de courbes de vulnérabilité en fonction de la variation de Say et b) Courbe de vulnérabilité selon les propriétés mécanique de la littérature et celles obtenues expérimentalement	88

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

1 DDL	Système à un degré de liberté
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing And Materials
BSI	British Standards Institution
CEN	Comité Européen de Normalisation
CNRC	Conseil national de recherche du Canada
CSA	Canadian Standard Association
FGMDA/EVOQ	Fournier Gersovitz Moss Drolet et associés architectes / EVOQ Architecture
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MDDL	Système à multiples degrés de liberté
MNA	Maçonnerie non armée
MTS	Mechanics Testing System
PC Lime	Mortier de ciment Portland et chaux
RDC	Rez-de-chaussé
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux
SA	Standards Australia

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

A_n	Aire nette de la section de mur, mm^2
b	Constante dépendant du ratio hauteur/longueur (h_p/L) ($1,0 \leq b \leq 1,5$)
C	Cohésion, MPa
DF	Facteur de dommage / Damage Factors, %
D_{Si}	Degrés de dommages
EI	Rigidité en flexion, $\text{kN}\cdot\text{m}^2$
EI_{eff}	Rigidité effective en flexion, $\text{kN}\cdot\text{m}^2$
E_m	Module d'élasticité de la maçonnerie, MPa
f_a	Contrainte axiale de compression, MPa
f_{bs}	Résistance à la compression de la pierre, MPa
f_j	Résistance à la compression du mortier, MPa
f'_m	Résistance à la compression de la maçonnerie, MPa
f_m	Contrainte de compression de la maçonnerie, MPa
f_s	Résistance au cisaillement des joints, MPa
f_t	Résistance à la flexion du joint, MPa
f'_{td}	Résistance à la traction diagonale, MPa
f_{td}	Contrainte de traction diagonale, MPa
F_v	Charge verticale (essais de résistance au cisaillement), kN
g	Distance entre les surfaces de chargement du mur pour les essais de traction diagonale, mm
g	Accélération gravitationnelle, m/s^2
GA	Rigidité en cisaillement, $\text{kN}\cdot\text{m}^2$
GA_{eff}	Rigidité effective en cisaillement, $\text{kN}\cdot\text{m}^2$
G_m	Module d'élasticité en cisaillement, MPa
h	Hauteur du muret, mm
H	Hauteur totale du bâtiment, m
h_{eff}	Hauteur effective d'un trumeau, m
h_p	Hauteur des trumeaux entre les ouvertures, m
$K_{e, \text{trumeau}}$	Rigidité élastique du trumeau

L	Largeur d'un trumeau, m
m^*	Masse équivalente du MDDL, tonne
MDF	Facteur de dommage moyen / Mean Damage Factor, %
m_i	Masse concentrée de chacun des planchers, tonnes
MI	Mesure d'intensité, g
N	Charge axiale de pré-compression, kN
n	Pourcentage de l'aire brute du muret qui est solide
P	Force maximale appliquée (Essais de traction diagonale), kN
P_D	Charge permanente non pondérée, MPa
P_v	Charge verticale (essais de résistance à la flexion), kN
P_w	Poids propre du mur ou trumeau, MPa
S_a	Rapport d'accélération spectrale, g
$S_a(T)$	Rapport d'accélération spectrale de réponse pour une période T, g
S_d	Déplacement spectral, m
T	Période du bâtiment, s
t	Épaisseur du muret, mm
V_{bal}	Résistance au balancement attendue, MPa
V_{ecras}	Résistance à l'écrasement au pied du mur attendue, MPa
$V_{Glis,1}$	Résistance initiale au glissement des joints attendue, MPa
$V_{Glis,2}$	Résistance finale au glissement des joints attendue, MPa
v_{me}	Résistance attendue du lit de mortier, MPa
V_r	Résistance latérale du mur, MPa
$V_{récras}$	Résistance au cisaillement correspondant au mode de rupture par écrasement au pied du mur, MPa
V_{rtd}	Résistance au cisaillement correspondant au mode de rupture en traction diagonale, MPa
V_{td}	Résistance minimale à la traction diagonale, MPa
v_{te}	Résistance attendue au cisaillement du joint, MPa
V_y	Rigidité sécante à la limite de résistance du mur, kN
w	Largeur du muret, mm

μ	Coefficient de friction
α	Coefficient de conditions de retenue
β	Coefficient d'élancement du mur calculé par L/h_{eff} ($0,67 \leq \beta \leq 1,0$)
γ	Déformation de cisaillement
Γ	Facteur de participation modale
Δ	Déplacement au toit, m
ΔH	Allongement horizontal du mur, mm
Δ_u	Déformation ultime moyenne au sommet du mur, m
ΔV	Rétrécissement vertical du muret, mm
Δ_y	Déplacement élastique au sommet du mur, m
ε_{max}	Déformation correspondante à f_m lors des essais de compression
θ	Déplacement inter-étage
θ_y	Déplacement élastique du premier étage
σ	Contrainte normale, MPa
σ_0	Contrainte axiale moyenne, MPa
τ	Contrainte de cisaillement maximale, MPa
ν	Coefficient de cisaillement (1,2 pour les sections rectangulaires)
φ_i	Premier mode de déformation à chacun des plancher

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Les structures en maçonnerie non armée (MNA) sont considérées parmi les plus vulnérables aux séismes. Les rapports internationaux de dommages post-séisme (Ingham & Griffith, 2011; Klingner, 2006) ont rapporté une proportion de dommages aux bâtiments en MNA plus élevée que pour les autres types de structures.

Dans l'Est du Canada, les bâtiments patrimoniaux en MNA de pierre sont situés dans des quartiers historiques de villes comme Québec, Montréal ou Ottawa, et sont exposés à un aléa sismique relatif modéré à élevé (RNC, 2017). Le risque sismique associé à ces bâtiments, conçus avant l'imposition des premières normes parasismiques, peut donc être élevé selon la qualité de la construction.

L'évaluation de la résistance sismique des bâtiments en MNA de pierre est la première étape nécessaire à l'évaluation du risque sismique associé, et à l'élaboration d'une stratégie de réhabilitation optimale permettant de réduire le risque de dommages sismiques tout en conservant les caractéristiques de l'architecture originale.

Cependant, l'évaluation de murs de MNA de pierre est complexifiée par leur construction en deux ou trois parois composées de matériaux aux propriétés variables. La résistance de ces murs est d'autant plus compromise par la dégradation des joints de mortier. Par ailleurs, la résistance latérale des murs de maçonnerie dépend en premier lieu des caractéristiques géométriques et des propriétés mécaniques des matériaux (Abo-El-Ezz et al., 2013). À ce jour, peu d'information est disponible sur les caractéristiques des murs porteurs des bâtiments patrimoniaux de l'Est du Canada, tel que leur composition, l'agencement des composantes et leurs matériaux (Sorour, 2010). De plus, très peu de recherches ont porté sur

les propriétés mécaniques des murs en MNA de pierre (Sorour, 2010), rendant la prédiction fiable de leur résistance sismique très difficile.

Les modèles de prédiction actuels de résistance latérale de murs en MNA nécessitent des valeurs spécifiques au site pour les résistances à la compression de la maçonnerie f'_m et celles au cisaillement du joint f_s et à la flexion du joint f_t (ASCE, 2014). Cependant, les normes nord-américaines visant la caractérisation des matériaux sont plutôt destinées à la conception avec la maçonnerie de brique. La détermination des caractéristiques mécaniques de la MNA de pierre pour l'évaluation de la résistance latérale des murs doit ainsi s'appuyer à la fois sur les normes Européennes et les travaux de recherche expérimentale. De plus, certains des montages expérimentaux proposés doivent être adaptés pour obtenir l'ensemble des propriétés mécaniques requises pour la MNA de pierre.

Objectifs

Ce projet de recherche vise, en premier lieu, à caractériser les paramètres de résistance d'assemblages en maçonnerie de pierre calcaire et de mortier de ciment et chaux, utilisés traditionnellement dans les bâtiments patrimoniaux de l'Est du Canada. Les objectifs spécifiques sont :

- 1) caractériser la composition et la géométrie des murs de maçonnerie traditionnelle;
- 2) caractériser les propriétés mécaniques des matériaux de base de la maçonnerie de pierre et d'assemblage de pierre-mortier, c'est-à-dire : la résistance en compression de la maçonnerie, la résistance au cisaillement et à la flexion des joints et la résistance à la traction diagonale de la maçonnerie;
- 3) caractériser la résistance en traction diagonale de murets de maçonnerie de pierre;
- 4) adapter les montages expérimentaux recommandés par les normes existantes pour réaliser chacun des essais nécessaires à l'évaluation de la maçonnerie de pierre;
- 5) appliquer les propriétés mécaniques obtenues à l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un prototype de bâtiment.

Méthodologie

La méthodologie adoptée pour atteindre les sous-objectifs est constituée des étapes suivantes :

- 1) étude de rapports internationaux de dommages sismiques sur la MNA et revue des modes de rupture et de l'évaluation de la résistance latérale des murs de maçonnerie. Revue des normes établies sur les essais de caractérisation de la maçonnerie. Étude de la documentation de projets de réhabilitation de bâtiments patrimoniaux en MNA de pierre traditionnelle dans les provinces de Québec et d'Ontario. Consultation avec un maçon, expert en réhabilitation de bâtiment ;
- 2) définition d'un programme expérimental incluant la caractérisation des matériaux constitutifs, la maçonnerie et les murets : afin d'établir le nombre et les dimensions des spécimens à tester à partir des normes disponibles;
- 3) construction des spécimens en deux étapes : (1) la construction de petits spécimens de quelques unités de maçonnerie pour les essais de compression, de cisaillement des joints et de flexion du joint en premier et (2) la construction de murets de maçonnerie pour les essais de traction diagonale une fois les premiers essais complétés;
- 4) réalisation des essais et analyse des résultats;
- 5) évaluation de la vulnérabilité sismique d'un prototype de bâtiment en MNA à l'aide des résultats expérimentaux.

Organisation et contenu du mémoire

Le premier chapitre de ce mémoire est consacré à une revue de la littérature au sujet de la MNA de pierre afin de déterminer les types de dommages et les modes de rupture typique de la maçonnerie de pierre sous charges sismiques. De plus, les méthodes de calcul de la résistance latérale de murs de maçonnerie et les normes d'essais internationales ont été explorées pour déterminer les caractéristiques à étudier durant la recherche et les essais convenant le mieux à la maçonnerie de pierre. Finalement, certains documents de projets de réhabilitation de maçonnerie de pierre traditionnelle ont été consultés ainsi qu'un maçon

expert en réhabilitation de maçonnerie de pierre afin de déterminer la géométrie, le type de pierre et de mortier à utiliser pour notre projet de recherche.

Le chapitre 2 présente le programme expérimental de ce projet de recherche. Il débute par la description des deux phases d'expérimentation. Suivi par une description des matériaux de base servant à la construction des spécimens de maçonnerie. La description des spécimens est séparée par phase expérimentale et par type d'essais. Finalement, chacun des montages utilisés pour la réalisation des essais est détaillé avec une attention particulière au montage utilisé pour la traction diagonale, celui-ci ayant été développé spécifiquement pour ce projet.

Le chapitre 3 est consacré aux résultats des essais de la première phase expérimentale visant la caractérisation des résistances des composantes de la maçonnerie. Les premiers résultats présentés sont la résistance à la compression de la pierre qui est utilisée pour la construction de tous les spécimens et la résistance à la compression des échantillons de mortier prélevés durant la construction des spécimens de la première phase. Ensuite, les propriétés mécaniques des spécimens de maçonnerie sont présentées, soient les résistances à la compression, au cisaillement des joints et à la flexion du joint.

Le chapitre 4 est dédié aux résultats des essais de la deuxième phase expérimentale visant la caractérisation des murets de maçonnerie.

Au chapitre 5, les résultats obtenus aux chapitres précédents sont utilisés pour évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment typique en maçonnerie non armée faite de pierre calcaire et de mortier de ciment et chaux. La courbe de capacité du prototype du bâtiment est construite en s'appuyant sur la méthode de calcul utilisée par Abo El Ezz (2013) afin de permettre une comparaison avec les courbes de capacité initialement créées à partir de propriétés mécaniques théoriques pour MNA.

Le mémoire termine avec une conclusion et des recommandations pour les prochains travaux de recherche.

CHAPITRE 1

ÉTAT DES CONNAISSANCES

1.1 Dommages dus aux séismes

Cette section présente les différentes études, de dommages après séismes, réalisées dans les dernières années en Amérique du Nord et en Europe. Ces études rapportent les dommages subis par les bâtiments en maçonnerie non armée après séismes.

1.1.1 Comportement de la maçonnerie durant les séismes de Northridge (É-U) et de Tecomán-Colima (Mexique) (Klingner, 2006)

Cet article présente les dommages subis par différents types de bâtiments en maçonnerie lors du séisme du 17 janvier 1994 à Northridge en Californie et celui de Tecomán-Colima au Mexique en 2003. Ces constructions varient entre des bâtiments en maçonnerie armée en bloc de béton jusqu'à des bâtiments en maçonnerie non armée en brique d'adobe (brique d'argile séchée au soleil). Les observations sont séparées par séisme et par type de construction.

1.1.1.1 Séisme de Northridge : 17 janvier 1994

Le séisme de Northridge a atteint une magnitude de 6,7 sur l'échelle de moment (Bruneau, 1995). L'épicentre du séisme était à environ 48,3 km (30 miles) du centre-ville de Los Angeles. Après le séisme principal, plus de 3 500 répliques sismiques ont été enregistrées. De ses répliques, plus de 1 000 avaient une magnitude du moment de 3,5 et une d'une magnitude du moment de 6,0.

À la suite du séisme de Northridge, plus de 10 000 bâtiments ont eu leur accès condamné ou restreint et plus de 25 000 logements ont dû être évacués. Les estimations des dommages à la suite du séisme variaient entre 15 à 30 milliards en dollars US non actualisé.

Les bâtiments en maçonnerie armée d'un étage représentent la majorité des bâtiments de la zone affectée par le séisme de Northridge. Le plus souvent, ces bâtiments sont construits en maçonnerie de blocs de béton. La maçonnerie construite entre les années 1950 et 1970 était habituellement partiellement cimentée avec de l'armature horizontale concentrée aux fondations et aux poutres de liaisons du toit. Dans les années suivantes, les constructions de maçonnerie intégraient de l'armature horizontale supplémentaire à la mi-hauteur des murs. Après 1970, les murs de maçonnerie étaient très souvent totalement cimentés avec de l'armature horizontale distribuée uniformément. La majorité de ces bâtiments n'a subi aucun ou peu de dommage structural observable. Cependant, comme la Figure 1.1 montre, quelques-uns ont subi des dommages dans les coins ou des dommages locaux dus à de la maçonnerie non cimentée.



Figure 1.1 Dommages observés sur des bâtiments d'un étage en maçonnerie de bloc de béton armé : a) dommages aux coins et b) dommages locaux de la maçonnerie non cimentée
Tirées de Klingner (2006)

Les bâtiments multi-étages avec murs de refend en maçonnerie de la région autour de l'épicentre ont subi aucun ou peu de dommage structural observable. Cependant, quelques bâtiments ont eu un comportement indésirable tel que des dommages en cisaillement sur des éléments de maçonnerie (Figure 1.2).



Figure 1.2 Dommage en cisaillement observé sur des bâtiments multi-étages avec murs de refends en maçonnerie
Tirée de Klingner (2006)

Les bâtiments ayant un parement de maçonnerie avec un système structural autre, bois ou béton par exemple, ont subi aucun ou peu de dommage observable sur leur parement de maçonnerie. Cependant, dans les constructions modernes, les dommages du parement de maçonnerie étaient la catégorie la plus apparente de dommage.

La grande majorité des bâtiments en maçonnerie non armée, n'ayant pas fait l'objet de réhabilitation sismique, ont subi des dommages significatifs. Les dommages observés sont : la rupture complète du bâtiment, la rupture de murs, la rupture de parapets ou de la fissuration diagonale sévère de piliers de maçonnerie. La Figure 1.3 montre les dommages typiques observés sur des bâtiments en maçonnerie non armée. Il est à noter que le rez-de-chaussée du bâtiment montré à la Figure 1.3b a fait l'objet de réhabilitation sismique. Les dommages sont donc beaucoup moins importants à cet étage.



Figure 1.3 Dommages observés sur des bâtiments en MNA sans réhabilitation sismique :
 a) Rupture d'un mur extérieur et b) Rupture du mur extérieur au deuxième étage RDC ayant subi une réhabilitation sismique
 Tirées de Klingner (2006)

La majorité des bâtiments en maçonnerie non armée, ayant fait l'objet de réhabilitation sismique, ont subi des dommages structuraux. Ces dommages variaient entre de la fissuration en cisaillement ou des détachements d'unité de maçonnerie. Cependant, l'effondrement de la maçonnerie a généralement été évité (Figure 1.4a). L'effondrement du parement d'un mur de maçonnerie à parois multiple, montré à la Figure 1.4b, est parmi les pires dommages observés sur ce type de bâtiment.



Figure 1.4 Dommages observés sur des bâtiments en MNA avec réhabilitation sismique :
 a) Dommage au niveau du parapet et b) Rupture et effondrement du parement de maçonnerie
 Tirées de Klingner (2006)

Les bâtiments en maçonnerie non armée ont subi des dommages variés souvent jusqu'à l'effondrement partiel ou complet. Le manque de connections entre les murs et les diaphragmes de plancher ou de toit et la faible résistance hors plan due à l'absence d'armature ont mené à des ruptures hors plan des murs. De plus, des ruptures en cisaillement dans le plan ont été observées parfois en combinaison avec des ruptures hors plan et d'autres fois séparément (Figure 1.6a). L'augmentation de la résistance créée par le stucco est perdue à l'instant où celui-ci se détache dû à une absence d'ancrage mécanique.

Les bâtiments en adobe ont subi des dommages sévères. Comme pour les bâtiments en maçonnerie non armée, les dommages prenaient la forme de séparation des murs et des diaphragmes de plancher et de toiture, de ruptures en cisaillement diagonales combinées à des ruptures hors plan des murs. En absence d'armature, ce type de ruptures combinées mène à l'effondrement des murs et du bâtiment (Figure 1.6b).



Figure 1.6 Dommages observés sur des bâtiments en MNA et en adobe : a) Rupture en cisaillement diagonal des murs et b) Effondrement complet de la structure en adobe et partielle de la structure en MNA
Tirées de Klingner (2006)

1.1.2 Performance des bâtiments en MNA durant la série de séismes à Canterbury en 2010/2011 (Ingham & Griffith, 2011)

Ce rapport présente les dommages subis par les bâtiments en maçonnerie non armée de briques et de pierres lors de la série de séismes de Canterbury, Nouvelle-Zélande, en 2010 et

2011. Les observations sont séparées selon les parties de bâtiments affectées (cheminée, parapet, ancrages, murs, etc.).

La série de séismes totalise plus de 3 690 séismes et répliques sismiques. Cependant, le rapport porte une attention particulière aux dommages causés par les séismes de Darfield le 4 septembre 2010 et celui de Christchurch le 22 février 2011 sur les bâtiments du centre-ville de Christchurch.

1.1.2.1 Séisme de Darfield : 4 septembre 2010

Le séisme de Darfield a atteint une magnitude de 7,1 sur l'échelle de Richter. Son épicentre était situé à approximativement 40 km du centre-ville de Christchurch. Après le séisme, les inspections de bâtiments ont mené à l'évaluation de 595 bâtiments. La majorité des bâtiments, ne faisant pas l'objet d'évaluation car considérés en bon état, était située à l'extérieur de la zone d'inspection du centre-ville et des artères principales. La distribution des 595 bâtiments selon leur nombre d'étages, leur empreinte au sol et leur type d'usage est montrée à la Figure 1.7. La figure montre que 83 % des bâtiments évalués comportent 1 ou 2 étages.

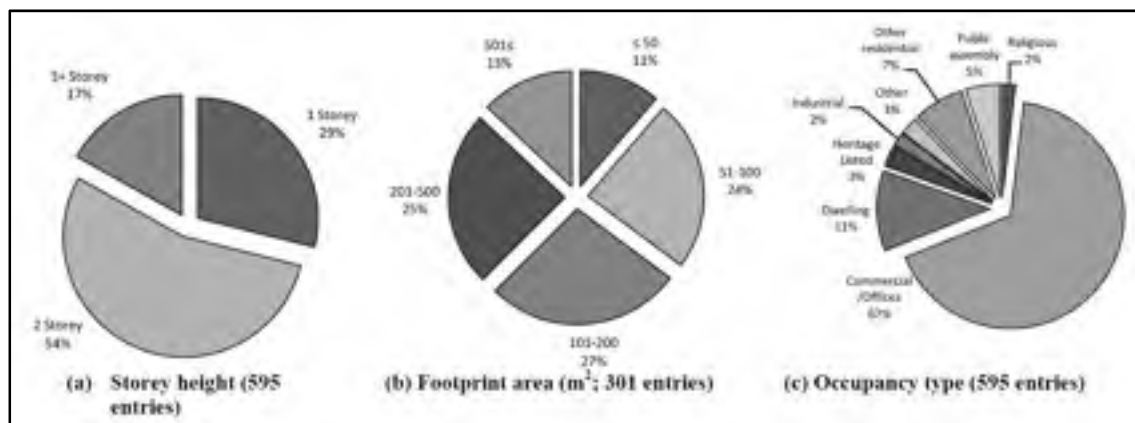


Figure 1.7 Distribution des bâtiments en MNA selon trois typologies : a) Hauteur en nombre d'étages, b) empreinte au sol (m^2) et c) Type d'usage
Tirée de Ingham et Griffith (2011)

Les observations de dommages, suite au séisme de Darfield, se sont concentrées sur les bâtiments en maçonnerie de brique. Les cheminées, les pignons et les parapets n'ayant pas été renforcés se sont effondrés ou sont restés instables suite à la dégradation de leurs joints (Figure 1.8a, b et c). Les supports d'auvent ont été surchargés par l'effondrement des parapets et ont causé une rupture en poinçonnement des murs de maçonnerie dans lesquels ils étaient ancrés (Figure 1.8d). Plusieurs bâtiments ont vu leurs murs s'effondrer suite à des ruptures hors plan. De ces ruptures, certaines présentaient les caractéristiques d'une rupture d'un assemblage à joints secs.



Figure 1.8 Exemple de rupture de différents éléments de bâtiments en maçonnerie : a) Cheminée instable, b) Pignon effondré, c) Parapet effondré et d) Rupture en poinçonnement du mur au niveau des ancrages d'auvent
Tirées de Ingham et Griffith (2011)

Pour les bâtiments dont les murs sont restés en place, les dommages causés par les déformations en plan se sont manifestés par des fissurations verticales autour des linteaux de

portes et fenêtres. De plus, les dommages causés par les déformations hors plan étaient visibles par les débuts de rupture en poinçonnement autour des ancrages au diaphragme ou l'étirement plastique des tiges de ces ancrages. Dans plusieurs cas, une fissuration substantielle est apparue entre le mur de façade et les murs de côtés des bâtiments. D'autres dommages apparents ont été causés par le martèlement entre des bâtiments de hauteur différente.

1.1.2.2 Séisme de Christchurch : 22 février 2011

Le séisme de Christchurch a atteint une magnitude de 6,3 sur l'échelle de Richter. Son épicentre était situé à approximativement 10 km du centre-ville de Christchurch.

Les inspections de bâtiments, après séisme, ont identifié 90 bâtiments en maçonnerie de pierre non armée dans la ville de Christchurch.

Tous ces bâtiments en maçonnerie de pierre ont été construits avec des caractéristiques similaires au niveau de leur architecture et de leurs détails de constructions. Les sections de murs peuvent être catégorisées en trois types :

- murs de maçonnerie à trois parois. La paroi extérieure est construite d'unité de basalte ou de pierre volcanique taillée ou non. Tandis que le cœur est construit avec un remplissage de gravats de maçonnerie (Figure 1.9a);
- murs de maçonnerie à trois parois. La paroi extérieure est construite d'unité de grès d'Oamaru. Tandis que le cœur est construit avec du béton coulé (Figure 1.9b);
- murs de maçonnerie à deux parois. La paroi extérieure est construite d'unité taillée, de basalte ou de « Bluestone », ou non taillée de pierre volcanique. Tandis que la paroi intérieure est construite avec une ou deux rangées de brique d'argile avec une présence possible d'une cavité ou de béton coulé entre les parois intérieure et extérieure (Figure 1.9c).



Figure 1.9 Compositions de mur typique pour les bâtiments en maçonnerie de pierre de Christchurch : a) 3 parois avec remplissage de gravats, b) 3 parois avec pierre d'Oamaru et béton coulé et c) 2 parois avec pierre et briques d'argile
Tirées de Ingham et Griffith (2011)

Les bâtiments en maçonnerie de pierre ont été sévèrement affectés suite au séisme du 22 février 2011. Plus de la moitié des bâtiments (56 %) ont été considérés comme dangereux et ayant potentiellement subi un niveau de dommage modéré ou sévère (bâtiments qui ont reçu une étiquette rouge selon le système d'inspection). Seulement 16 % des bâtiments ont été considérés sécuritaires à l'utilisation sans intervention nécessaire (bâtiments qui ont reçu une étiquette verte selon le système d'inspection).

Les façades des bâtiments inspectés sont devenues instables et ont subi des dommages modérés à sévères et, dans quelques cas, se sont effondrés. De plus, les connexions aux intersections de deux murs étaient faibles ce qui a mené à la séparation des murs perpendiculaires et l'effondrement de murs entiers.

Plusieurs fissures diagonales ont pu être observées sur les murs sollicités dans leur plan par le séisme. Les fissures sont apparues au niveau des linteaux et allèges de fenêtres et des piliers.

Des dommages attribuables à des irrégularités dans le plan, à un manque d'ancrage à la structure et à une qualité inférieure des matériaux de construction ont pu être observés à plusieurs reprises.

1.1.3 Dommages sur la maçonnerie non armée dans l'est du Canada suite au séisme du Saguenay (Tinawi et al., 1990)

Le rapport de Tinawi et al. (1990) présente les dommages observés sur les bâtiments dans les différentes régions affectées par le séisme du 25 novembre 1988 au Saguenay. Les régions concernées par le rapport sont la région de Chicoutimi, de la Ville-de-la-Baie, de Québec et de Montréal. La revue de littérature se concentre sur les dommages subis par les éléments en maçonnerie.

Le séisme du Saguenay a atteint une magnitude (M_s) de 5,9 sur l'échelle de moment (RNC, 2016). Son épicentre était à 35 km au sud de Chicoutimi, mais il a été ressenti sur une superficie allant jusqu'à Washington, D.C. au sud et Thunder Bay à l'ouest. Aucune perte de vie n'a été directement attribuée à ce séisme et aucun dommage structural majeur n'a été relevé.

Dans la région de Chicoutimi, plusieurs cheminées ont été endommagées ou se sont écroulées dans les quartiers résidentiels. « À 20 km au nord de l'épicentre, une fissure importante située dans le cadrage supérieur en pierre d'une fenêtre d'église à Laterrière a été observée par Allen et al. (1989). » (Tinawi et al., 1990). La Polyvalente Dominique Racine, une école secondaire à deux étages, a subi le plus de dommages parmi les bâtiments scolaires de Chicoutimi. La structure de l'aile principale est composée de cadres en béton armé remplis de murs de maçonnerie non armée. Tous les murs de maçonnerie ont été construits en blocs de béton alvéolé superposés et non en quinconce. Des fissures ont été observées sur presque tous les murs de maçonnerie des classes, des corridors et des escaliers. L'intensité des fissures était plus élevée dans la direction faible de l'aile principale. La Figure 1.10 montre la rangée supérieure d'un mur de corridor où les blocs avaient été placés en soldat. Certains de ces blocs sont tombés à travers le plafond suspendu durant le séisme.

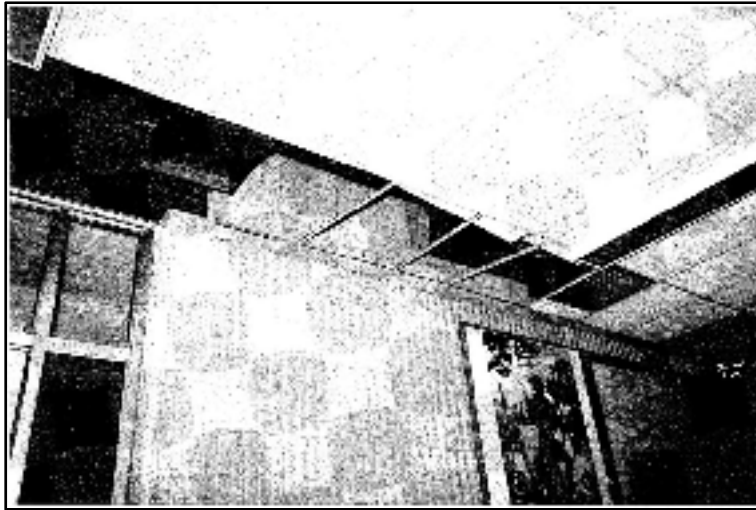


Figure 1.10 Blocs de béton endommagés dans un mur de corridor de l'école polyvalente
Dominique Racine à Chicoutimi
Tirée de Tinawi et al. (1990)

La structure de la nouvelle aile est composée de cadres en acier avec des murs de remplissage en maçonnerie non renforcée. Les dommages se sont limités aux blocs de béton qui ont cédé sur une longueur de 5 m. Un mur en maçonnerie non armée de la nouvelle aile, construite en 1962, du pavillon Sagamie, un bâtiment gouvernemental de cinq étages, a subi une rupture en flexion autour de son axe faible. Cette rupture a engendré une fissure, voir Figure 1.11, partant du plafond, passant à travers les blocs de maçonnerie et l'ouverture du panneau électrique encastré.

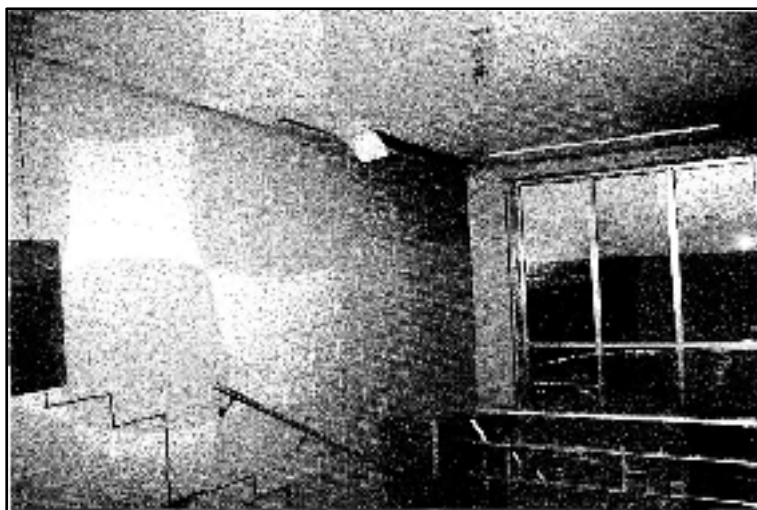


Figure 1.11 Rupture en flexion d'un mur de blocs de béton
Tirée de Tinawi et al. (1990)

Les murs maçonnerie du clocher de l'église Christ-Roi ont subi des fissures, probablement dues au système de contreventement qui était réalisé avec des diagonales capables de reprendre les efforts de tractions seulement. Dans la région de la Ville-de-la-Baie, l'édifice municipal a subi des dommages architecturaux mineurs principalement dans les murs de maçonnerie. La majorité des murs en maçonnerie non armée de la Maison provinciale des filles de Ste-Marie-de-la-Présentation ont subi des fissurations importantes et un mur de maçonnerie décoratif à l'intérieur de la chapelle a subi des dommages architecturaux majeurs. Les classes de la nouvelle aile, placées au-dessus d'un stationnement ouvert, de l'école polyvalente de La Baie, ont subi des fissurations importantes dans leurs murs de maçonnerie non armé. De plus, la Figure 1.12 montre un des murs du gymnase de 10 m de hauteur qui a perdu les trois rangées supérieures de blocs de béton.

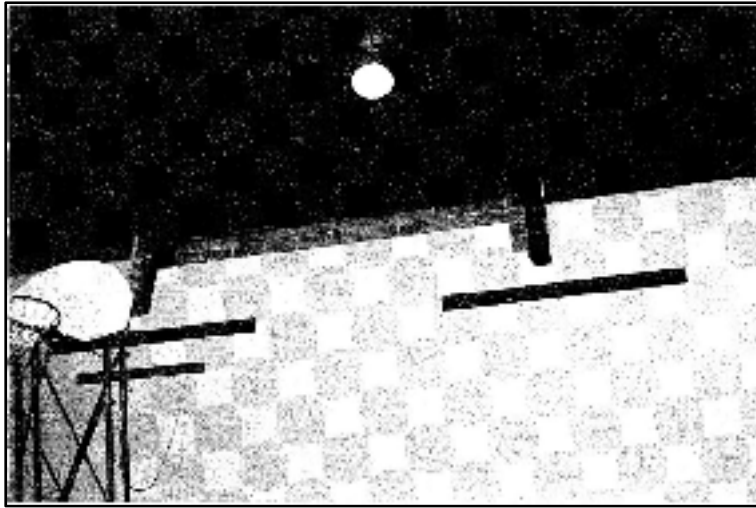


Figure 1.12 Trois rangées supérieures effondrées dans un gymnase de l'école polyvalente de La Baie
Tirées de Tinawi et al. (1990)

Dans l'école primaire Georges Vanier, les murs de partition internes ont subi des dommages considérables causés par un déplacement différentiel entre le plancher et le toit. De plus, certains murs de maçonnerie des couloirs ont dû être renforcés rapidement après le séisme puisqu'il était possible de les déplacer simplement en s'appuyant dessus.

Dans la région de la ville de Québec, le séisme du Saguenay a engendré peu de dommages structuraux majeurs, mais des dommages architecturaux importants et quelques dommages structuraux mineurs ont été observés. Un grand mur de maçonnerie non armée de l'Hippodrome, construit en 1917, s'est effondré partiellement. Le reste du mur a été démoli dans les jours qui ont suivi le séisme. Les murs extérieurs en maçonnerie du pavillon Notre-Dame, de l'hôpital St-François d'Assise, ont subi des fissurations majeures dans les deux murs parallèles à la direction faible de la structure d'acier en cadre du bâtiment. À l'école secondaire Wilbrod Bhérar dans la basse ville de Québec, plusieurs cloisons en maçonnerie non armée étaient fissurées et, sur la rive sud du fleuve, à Montmagny, plusieurs cloisons ont perdu des blocs de béton à leur sommet. De plus, un mur de gymnase en maçonnerie non armée s'est déplacé (Allen et al., 1989).

Dans la région de Montréal, l'hôtel de ville de Montréal-Est a subi des dommages considérables sur ses murs extérieurs en pierre.

Le rapport de Tinawi et al. (1990) a relevé beaucoup de dommages à la MNA non-structurale. Plusieurs ruptures hors plan causé par un manque d'ancrage et des fissurations dans le plan probablement attribuable à une faible résistance au cisaillement ou à la traction diagonale. La MNA structurale a comparativement subi très peu de dommages étant donné un meilleur confinement créé par l'épaisseur des murs structuraux plus élevés. Cependant, le séisme du Saguenay était un séisme considéré modéré. Dans le cas d'un séisme de magnitude plus élevé, il est probable que les murs de MNA structuraux subissent des dommages.

1.2 Mode de rupture des murs de maçonnerie sous charges sismiques

Cette section aborde les différents modes de rupture typiques, en plan et hors plan, subis par les murs de maçonnerie sous charges sismiques.

Lorsqu'un mur de maçonnerie est sollicité longitudinalement (dans son plan), la rupture peut survenir par balancement (Figure 1.13a), par glissement dans les joints, par traction diagonale ou par écrasement du pied du mur (Figure 1.13b). Lorsqu'un mur est sollicité transversalement (hors du plan), la rupture peut survenir par une perte d'équilibre ou une instabilité (Figure 1.13c).

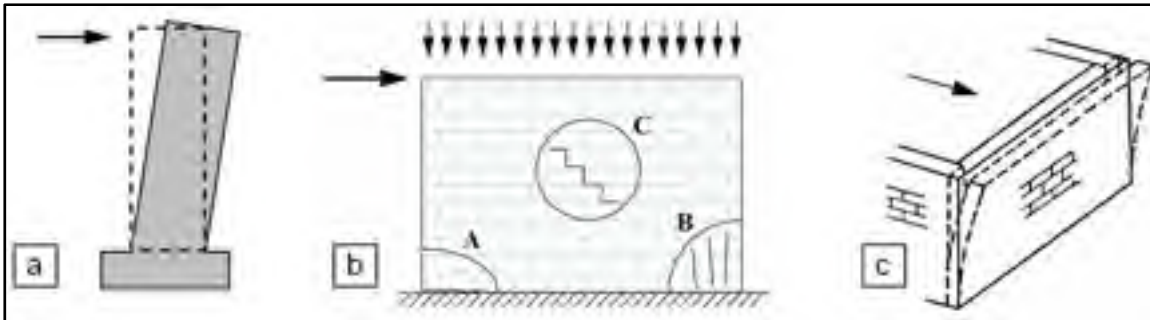


Figure 1.13 Modes de ruptures d'un mur de maçonnerie sous charges sismiques :
 a) Balancement, b) A - Glissement dans les joints, B - Écrasement du pied du mur ou
 C - Traction diagonale et c) Rupture hors du plan
 Tirée de Nollet (2016)

La rupture par balancement est caractérisée par une rupture en flexion aux extrémités inférieure et supérieure du mur. La section de mur, ou trumeau, « [...] est considérée comme un corps rigide pour déterminer la résistance latérale [...] » (Lestuzzi & Badoux, 2013, p. 123). « Selon la résistance du mortier, le rapport hauteur/largeur et les contraintes axiales, le balancement peut mener à une rupture secondaire par glissement dans les joints lorsque les fissures se propagent ou par écrasement du pied du mur si la rotation augmentent (Traduction libre) » (ASCE, 2014, p. 235). Cette dernière est caractérisée par une rupture en compression des unités aux extrémités de la base du mur.

La rupture par glissement dans les joints est caractérisée par une rupture en cisaillement des joints du mur. La fissuration peut se faire à l'horizontal dans le même lit de mortier ou en escalier (ASCE, 2014, p. 237). Sous l'effet des forces latérales la section au-dessus de la rupture peut se déplacer.

La rupture en traction diagonale est caractérisée par une rupture en cisaillement passant par les joints (fissuration en escalier) ou dans les unités de maçonnerie (fissuration diagonale).

La rupture hors du plan est caractérisée par un renversement du mur au niveau du sommet ou du milieu lorsque les ancrages de la maçonnerie sont inadéquats.

1.3 Évaluation de la résistance latérale : les propriétés et dimensions requises

Cette section aborde les méthodes et calculs de l'évaluation de la résistance latérale de murs de maçonnerie.

Pour déterminer la résistance latérale d'un mur (V_r), il est nécessaire de déterminer la résistance minimale du mur selon les différents modes de rupture discutés dans la section 1.2. Lorsqu'un mur contient des ouvertures, la résistance latérale du mur correspond à la somme des résistances latérales minimales des sections de mur séparées par les ouvertures (appelées piliers ou trumeau). Les dimensions de ces sections sont définies par une largeur L et une hauteur effective h_{eff} déterminé avec les bielles de compression formées sous l'effet de la charge latérale, tel qu'illustré à la Figure 1.14.

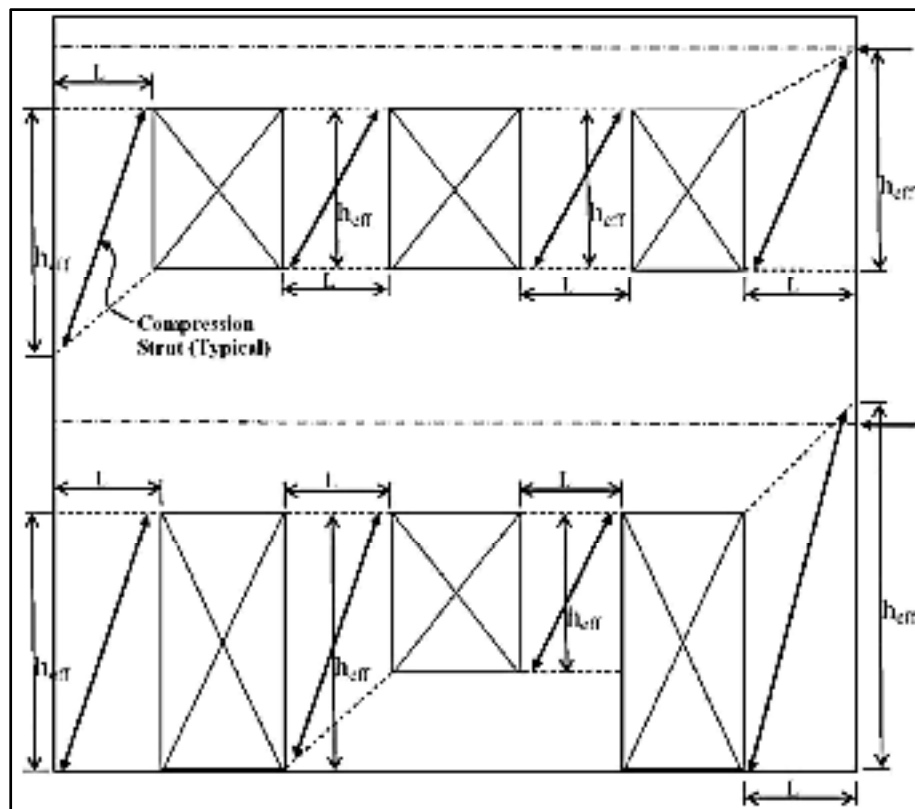


Figure 1.14 Hauteurs effectives des sections d'un mur en MNA
Tirée de l'ASCE (2014)

Pour calculer la résistance minimale de chacune des sections, l'ASCE-41 (ASCE, 2014) propose les équations décrites dans les sections suivantes pour chacun des modes de rupture des murs de maçonnerie.

1.3.1 Résistance au balancement attendue d'un mur ou d'un trumeau en MNA

La résistance au balancement attendue est donnée par l'équation (1.1).

$$V_{bal} = 0,9(\alpha P_D + 0,5P_W) \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \quad (1.1)$$

Où P_D représente la charge permanente non pondérée agissant au haut du mur ou du trumeau,

P_W est le poids propre du mur ou du trumeau,

L est la largeur et

h_{eff} la hauteur effective du mur et

α est le coefficient considérant les conditions de retenue du mur ou du trumeau ayant une valeur de 0,5 pour les murs porte-à-faux ou 1,0 pour les murs encastrés aux deux extrémités ou trumeau entre deux ouvertures.

Il est à noter que les conditions de retenue des trumeaux peuvent dépendre de la rigidité des linteaux au-dessus et au-dessous de l'ouverture. Ainsi, si la rigidité relative des linteaux par rapport au trumeau est faible, les trumeaux seront considérés comme en porte-à-faux (ASCE, 2014, p. 236 art. 11.3.2.2.1).

1.3.2 Résistance au glissement des joints attendue d'un mur ou d'un trumeau en MNA

La résistance au glissement des joints attendue est donnée par deux équations. La résistance initiale attendue correspondant à la résistance avant la première fissuration de joint est

donnée par l'équation (1.2). Tandis que la résistance finale attendue correspondant à la résistance résiduelle après la fissuration initiale du mur est donnée par l'équation (1.3).

$$V_{Glis,1} = v_{me} A_n$$

$$v_{me} = \frac{0,75 \left(0,75 v_{te} + \left(\frac{P_D}{A_n} \right) \right)}{1,5} \leq 0,7 MPa \quad (1.2)$$

Où v_{me} représente la résistance attendue du lit de mortier (en MPa),
 A_n représente l'aire nette de la section de mur pouvant glisser, et
 v_{te} représente la résistance attendue au cisaillement du joint (en MPa) obtenue par essai de cisaillement.

Le coefficient 0,75 devant le v_{te} vient compenser l'inclusion de la résistance du joint montant dans la résistance au cisaillement obtenue par essais. Ce coefficient peut être d'une valeur de 1,0 lorsque le mur n'a qu'une paroi ou lorsque le joint montant est en mauvaise condition. Le coefficient 1,5 permet de réduire la résistance obtenue par essai à une résistance moyenne pour le lit de mortier du mur ou du trumeau (ASCE, 2014, p. 237 art. 11.3.2.2.2).

$$V_{Glis,2} = 0,5 P_D \quad (1.3)$$

1.3.3 Résistance à l'écrasement au pied du mur pour un mur ou un trumeau en MNA

La résistance à l'écrasement au pied du mur se calcule avec la résistance minimale à la compression de la maçonnerie f'_m selon l'équation (1.4).

$$V_{ecras} = (\alpha P_D + 0,5 P_w) \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0,7 f'_m} \right) \quad (1.4)$$

Où f'_m représente la résistance à la compression de la maçonnerie et f_a représente la contrainte axiale de compression causée par les charges de gravité selon la combinaison de charges applicable pour les charges sismiques (D+0,25S), calculée sur l'aire nette de la surface comprimée du mur ou du trumeau (A_n)(ASCE, 2014, p. 238 art. 11.3.2.2.3).

À noter qu'ici la définition des combinaisons de charges est adaptée en fonction du Code Nationale du bâtiment du Canada (CNRC, 2015) tel que suggéré par Nollet (2016, pp. 6-36)

1.3.4 Résistance minimale à la traction diagonale du mur ou du trumeau en MNA

La résistance à la traction diagonale attendue est calculée avec l'équation (1.5).

$$V_{td} = f'_{td} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{td}}} \quad (1.5)$$

Où f'_{td} représente la résistance minimale à la traction diagonale (en MPa), et β est donné par l'élancement du mur L/h_{eff} ($0,67 \leq \beta \leq 1,0$).

1.3.5 Susceptibilité à la rupture hors plan

Il est aussi nécessaire de vérifier si le mur est susceptible de subir une rupture hors du plan lorsqu'une charge latérale agit de façon perpendiculaire au mur. Pour cette vérification, l'ASCE 41 propose différentes limites de ratios hauteur-épaisseur (h/t) selon l'accélération spectrale $S_a(T)$ d'une période T égale à 1,0 s. Les différents ratios sont présentés au Tableau 1.1, adapté de l'ASCE 41 par Nollet (2016).

Tableau 1.1 Limites des ratios h/t des murs en MNA

Type de mur	$S_a(1,0) \leq 0,24g$	$0,24g \leq S_a(1,0) \leq 0,37g$	$S_a(1,0) > 0,37g$
Murs d'un bâtiment d'un étage	20	16	13
Mur du premier étage d'un bâtiment multi-étagé	20	18	15
Murs du dernier étage d'un bâtiment multi-étagé	14	14	9
Tous les autres murs	20	16	13

1.4 Essais normés

Cette section présente les normes régissant les essais de caractérisation de la maçonnerie et de ses matériaux. Pour le choix des normes à utiliser, les normes nord-américaines sont priorisées lorsque plusieurs normes sont disponibles. Les autres normes sont mentionnées à titre comparatif. Dans le cas où aucune norme n'est disponible, les essais devront être basés sur les essais expérimentaux réalisés dans des études antérieures.

1.4.1 Matériaux

Les normes étudiées dans cette section sont celles concernant les essais sur les mortiers et sur la pierre calcaire.

1.4.1.1 Mortier

Les essais de caractérisation des mortiers de ciment sont régis par les normes suivantes :

- CSA A179 – Mortier et coulis pour la maçonnerie d'éléments (CSA, 2014a) au Canada;
- ASTM C109/C109M Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. Or [50 mm] Cube Specimens) (ASTM, 2016a) aux États-Unis; et
- EN 196-1 Methods of testing cement Part 1 : Determination of strength (BSI, 1995) en Europe.

Les normes nord-américaines (CSA et ASTM) spécifient des dimensions de spécimens de mortier de 50 mm de côté avec une incertitude de 0,5 mm pour la longueur et largeur du cube et de 0,25 mm à 0,38 mm pour la hauteur. La norme européenne spécifie des dimensions de spécimens de mortier de $160 \pm 0,8$ mm de longueur par $40,0 \pm 0,2$ mm de largeur par $40,1 \pm 0,1$ mm de hauteur. Bien que les dimensions des spécimens diffèrent entre les normes nord-américaines et européennes, le protocole de fabrication des spécimens est similaire. Il est demandé de construire les spécimens en deux couches consolidées manuellement ou avec une table vibrante. Immédiatement après la deuxième consolidation, les spécimens doivent être placés dans une chambre humide. Après les premières 24 h, les spécimens peuvent être démoulés et laissés dans la chambre humide ou immergés dans l'eau pour continuer leur cure. Lorsque le spécimen est prêt à être testé, il est retiré de la chambre humide et le surplus d'eau est essuyé pour que les surfaces du spécimen soient sèches.

Pour les normes nord-américaines, les spécimens sont testés directement sur la machine de test en orientant le spécimen de façon à ce que les faces recevant la charge soient celles qui étaient en contact avec le moule. Le taux de chargement doit être entre 0,9 à 1,8 kN/s et doit être atteint durant la première moitié de la période de chargement. Pour la norme européenne, les spécimens doivent être coupés en deux soit par un test de flexion à chargement central ou par une autre méthode qui n'induit pas de contrainte risquant d'endommager les deux moitiés. Étant donné la forme allongée des spécimens, les surfaces de contact de la machine de test doivent mesurer 40 mm de côté. Le chargement doit se faire à un taux de $2,4 \pm 0,2$ kN/s.

La norme utilisée pour caractériser la résistance en compression du mortier dans ce projet de recherche est la norme CSA A179.

1.4.1.2 Pierre

Les essais de caractérisation de la résistance en compression de la pierre sont régis par la norme :

- ASTM C170/C170M Standard Test Method for Compressive Strength of Dimension Stone (ASTM, 2016b) aux États-Unis.

Les normes canadiennes, par exemple la norme S304 Calcul des ouvrages en maçonnerie (CSA, 2014b) fait référence à la norme ASTM C170/C170M pour la caractérisation de la résistance en compression de la pierre.

Les dimensions du spécimen à tester doivent être au minimum de 50 mm de côté de forme cubique ou cylindrique. Le ratio entre la hauteur du spécimen et sa largeur doit être entre 0,9 : 1,0 et 1,1 : 1,0.

Les spécimens peuvent être testés de façon à ce que leurs plans de stratifications soient perpendiculaires ou parallèles à l'axe de chargement. Les spécimens peuvent aussi être testés en condition sèche ou mouillée. Pour s'assurer que les spécimens testés sont secs, il est nécessaire de les placer dans un four de séchage pendant un minimum de 48 h. Pour les spécimens testés à l'état mouillé, ils doivent être immergés dans l'eau pour une durée de 48 h et testés immédiatement après les avoir retirés de l'eau en essuyant l'eau de surface.

Le taux de chargement pour l'essai de compression doit être de 0,5 MPa/s et la charge doit être appliquée jusqu'à la rupture du spécimen.

1.4.2 Maçonnerie

La maçonnerie testée dans ce projet de recherche est un assemblage de pierre et mortier à base de ciment et de chaux. Les propriétés mécaniques mesurées sur les assemblages de maçonnerie sont la résistance en compression de la maçonnerie, la résistance en cisaillement et la résistance en flexion des joints et la résistance à la traction diagonale de la maçonnerie.

1.4.2.1 Résistance en compression

Les essais permettant de déterminer la résistance à la compression de la maçonnerie sont régis par les normes :

- ASTM C1314 Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms (ASTM, 2014) aux États-Unis.

La norme ASTM C1314 n'aborde pas spécifiquement la maçonnerie de pierre, mais précise que, lorsqu'utilisées pour de la recherche, les procédures de construction et d'essais mentionnées servent de guide et de paramètres de contrôle.

Les dimensions des prismes de maçonnerie à construire doivent respecter un minimum de 100 mm de longueur et un rapport hauteur/épaisseur entre 1,3 et 5,0. Les prismes doivent être composés d'un minimum de deux unités. Une fois le prisme construit, les dimensions du prisme pour les calculs de résistance doivent être mesurées aux arrêtes supérieures et inférieures pour la longueur et la largeur, tel que montré à la Figure 1.15 et en faire la moyenne. La hauteur du prisme est déterminée par la moyenne des hauteurs mesurées au centre de chacune des faces du prisme.

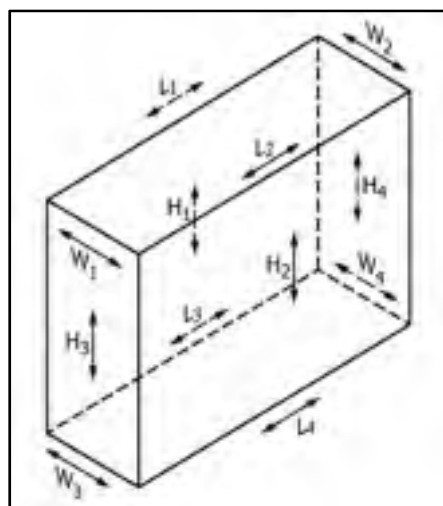


Figure 1.15 Position des mesures sur les prismes
Tirée de l'ASTM (2014)

La procédure de test recommandée est de charger le spécimen jusqu'à la moitié de la résistance maximale estimée à un taux de chargement pratique et, ensuite, d'appliquer le reste de la charge à un taux uniforme de façon à ce que la rupture se face en 1 à 2 minutes.

1.4.2.2 Résistance en cisaillement des joints

Les essais permettant de déterminer la résistance au cisaillement des joints de la maçonnerie sont régis par la norme :

- ASTM C1531 Standard Test Methods for In Situ Measurement of Masonry Mortar Joint Shear Strength Index (ASTM, 2016c) aux États-Unis.

Par ailleurs, l'article « Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction », du volume 29 du journal Matériaux et Constructions en 1996 (RILEM, 1996), propose une méthode alternative pour déterminer la résistance au cisaillement des joints en laboratoire. Cet article a été rédigé par l'association technique internationale non-gouvernementale Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages (RILEM).

La norme ASTM C1531 spécifie que les méthodes qu'elle propose permettent de déterminer la résistance en cisaillement des joints in situ pour de la maçonnerie non armée d'unité, d'argile ou de béton, pleine ou alvéolée non cimenté. Elle ne mentionne pas son applicabilité pour la maçonnerie de pierre. Le RILEM (1996) indique que toute unité de maçonnerie est adéquate pour réaliser l'essai. Les essais décrits dans ces documents visent à déterminer la résistance au cisaillement du joint sous différents niveaux de contrainte normale. Selon un modèle de Morh Coulomb, il est alors possible d'obtenir la cohésion et l'angle de friction interne de l'assemblage pierre-mortier. La norme C1531 s'applique pour des essais in situ, les dimensions de spécimen ne sont donc pas spécifiées. Pour l'essai décrit dans le RILEM (1996), les spécimens doivent être des piles de trois unités (2 joints) construits avec la méthode standard de pose de maçonnerie.

La norme ASTM C1531 propose trois méthodes de test in situ de la résistance au cisaillement des joints de maçonnerie. Dans la première méthode (A) (Figure 1.16a), les unités de maçonneries adjacentes à celle testée sont retirées et remplacées une par une par un vérin pour appliquer la force de cisaillement, la contrainte normale est contrôlée avec des vérins

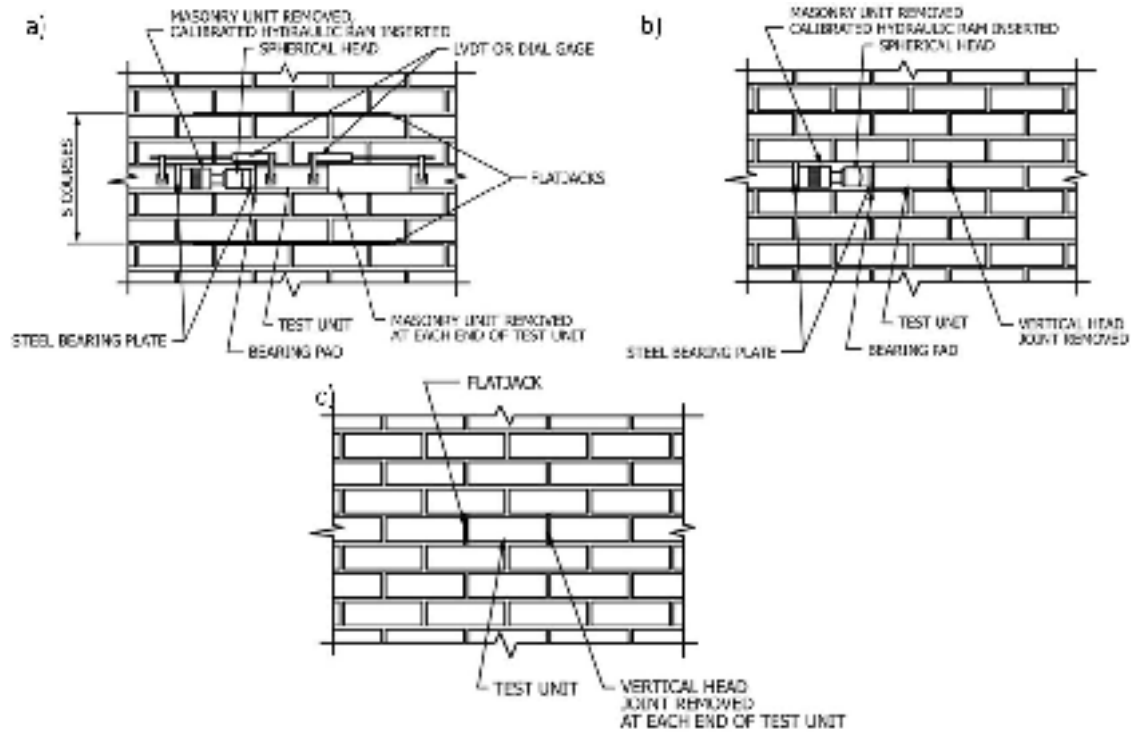


Figure 1.16 Méthodes d'essais in situ de la norme ASTM C1351: a) Méthode A, b) Méthode B et c) Méthode C
Tirées de ASTM (2016c)

plats et le déplacement horizontal de l'unité testée est mesuré avec des LVDTs. Pour commencer l'essai, la pression dans les vérins plats doit être à un maximum de 0,07 MPa. La pression dans le vérin horizontal doit être augmentée graduellement de façon à atteindre la rupture entre 30 secondes et 2 minutes après le début de l'essai. Après avoir atteint la rupture et que la charge horizontale reste constante, il est possible d'augmenter la pression dans les vérins plats afin de déterminer la résistance au cisaillement sous différentes charges normales. Dans la deuxième méthode (B) (Figure 1.16b), l'unité de maçonnerie adjacente à celle testée est remplacée par un vérin pour appliquer la force de cisaillement, mais la contrainte normale existante sur l'unité testée est estimée et le déplacement horizontal de l'unité n'est habituellement pas mesuré. Pour réaliser l'essai, la pression dans le vérin horizontal doit être augmentée graduellement jusqu'à ce que l'unité testée se déplace continuellement sous une force horizontale constante. Dans la troisième méthode (C) (Figure 1.16c), un vérin plat est inséré à la place d'un des joints verticaux de l'unité testée pour

appliquer la force de cisaillement, la contrainte normale existante sur l'unité testée est estimée et le déplacement horizontal de l'unité n'est habituellement pas mesuré. Pour réaliser l'essai, la pression dans le vérin plat doit être augmentée graduellement jusqu'à ce qu'une fissure apparaisse dans le mortier ou qu'un déplacement de l'unité testée se produise.

Dans la méthode d'essai en laboratoire proposé par le RILEM, une charge normale est appliquée sur le spécimen, les unités d'extrémité du spécimen sont supportées et la force de cisaillement est appliquée sur l'unité centrale. Il est suggéré de tester un minimum de trois charges normales afin d'obtenir trois niveaux de contraintes normales. La charge doit être appliquée à un taux constant de façon à atteindre la rupture en 1 à 2 minutes.

La méthode utilisée dans ce projet de recherche pour déterminer la résistance au cisaillement des joints de maçonnerie est la méthode proposée par le RILEM dans l'article « Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction ».

1.4.2.3 Résistance à la flexion du joint

Les essais permettant de déterminer la résistance à la flexion des joints de maçonnerie sont régis par les normes :

- ASTM C952 Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units (ASTM, 2012);
- ASTM C1072 Standard Test Methods for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength (ASTM, 2013).

La norme ASTM C952 ne spécifie pas de dimensions pour les unités de maçonnerie utilisées pour construire les spécimens. Les unités utilisées sont des dimensions standards pour les briques pleines et les blocs de béton alvéolé. La norme ASTM C1072 spécifie une largeur maximale du spécimen de 3,5 pouces, de façon à ce que le spécimen soit capable d'être inséré dans l'appareil d'essai proposé.

Deux méthodes d'essais sont proposées dans la norme ASTM C952. La première méthode, suggérée pour des briques pleines, consiste à construire un spécimen de maçonnerie avec les deux unités en forme de croix avec un joint de mortier entre les surfaces en contact. La résistance d'adhésion du joint est mesurée en traction pure en mesurant la force nécessaire pour séparer les deux unités. La charge doit être appliquée à un taux constant de 2,7 kN/min ou à un taux permettant d'atteindre la rupture en 1 à 2 minutes. La deuxième méthode, suggérée pour les blocs de béton alvéolé, consiste à construire un spécimen de maçonnerie avec les deux unités parfaitement alignées et dont le joint est créé avec deux lignes de mortier, une dans la zone comprimée lors du test et l'autre dans la zone en tension. La résistance d'adhésion du joint est mesurée en flexion en mesurant la force nécessaire pour arriver à la rupture du joint en tension. La charge doit être appliquée à un taux constant de 2,7 kN/min ou à un taux permettant d'atteindre la rupture en 1 à 2 minutes.

La méthode d'essai proposé par la norme ASTM C1072 consiste à construire plusieurs spécimens constitués d'un minimum de 15 joints au total sans toutefois dépasser 5 joints par spécimens. La méthode permet de mesurer la résistance à la flexion du joint de maçonnerie en mesurant la force nécessaire afin d'atteindre la rupture du joint et la séparation des deux unités. La charge doit être appliquée à un taux constant de façon à ce que la rupture se produise en 1 à 3 minutes.

La méthode utilisée dans ce projet de recherche pour déterminer la résistance à la flexion des joints de maçonnerie est similaire à la méthode en flexion de la norme ASTM C952, mais les spécimens ont été construits avec un joint plein au lieu de seulement deux lignes de mortier.

1.4.2.4 Résistance à la traction diagonale

L'essai permettant de déterminer la résistance à la traction diagonale d'un mur de maçonnerie est régi par la norme :

- ASTM E519/E519M Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages (ASTM, 2015).

La norme ASTM E519/E519M spécifie des dimensions minimales de 1,2 m par 1,2 m et d'épaisseur égale au type de mur à l'essai. Le nombre minimum de spécimens requis par la norme est de 3 spécimens, tous construits avec les mêmes dimensions et le même type d'unité de maçonnerie, de mortier et de méthode de construction.

La méthode d'essai proposée est d'utiliser des sabots de chargements pour distribuer la force sur le spécimen. Les déformations, lorsqu'il est nécessaire de les mesurer, peuvent être mesurées par des extensomètres ou des jauges de contraintes de 150 mm. Les instruments doivent être installés de façon à mesurer le rétrécissement de la diagonale parallèle au chargement et mesurer l'extension de la diagonale perpendiculaire au chargement. S'il n'y a pas d'instrumentation sur le spécimen, la charge doit être appliquée uniformément jusqu'à la rupture. Il est possible de charger jusqu'à la moitié du chargement maximal estimé et ajuster le chargement pour atteindre la rupture entre 1 et 2 minutes. Si le spécimen est instrumenté, le chargement doit être appliqué en incrément comparable à la méthode de chargement sans instrument. Les incréments doivent être choisis de façon à obtenir un minimum de 10 mesures de déformation pour déterminer la courbe de contraintes/déformations.

La méthode utilisée dans ce projet de recherche pour déterminer la résistance à la traction diagonale est la méthode proposée par la norme ASTM E519/E519M. Cependant, au lieu d'utiliser un sabot, les unités de maçonnerie placées aux extrémités de la diagonale de chargement ont été coupées, avant la construction des spécimens, de façon à obtenir une surface de chargement plane (voir Section 2.3.2).

Le Tableau 1.2 présente un résumé des normes et article utilisés pour réaliser les essais dans ce projet de recherche.

Tableau 1.2 Résumé des normes et articles utilisés pour réaliser les essais

Normes utilisées	
Essais	Numéro de norme
Résistance à la compression du mortier	CSA A179 – Mortier et coulis pour la maçonnerie d'éléments
Résistance à la compression de la pierre calcaire	ASTM C170/C170M – Standard test method for compressive strength of dimension stone
Résistance en compression des spécimens de maçonnerie	ASTM C1314 – Standard test method for compressive strength of masonry prisms
Résistance à la flexion du joint des spécimens de maçonnerie	ASTM C952 – Standard test method for bond strength of mortar to masonry units
Résistance à la traction diagonale des spécimens de maçonnerie	ASTM E519/E519M – Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages
Article utilisé	
Essais	Organisme - Nom de l'article
Résistance en cisaillement des joints des spécimens de maçonnerie	RILEM – Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction

1.5 Caractérisation de la maçonnerie de pierre traditionnelle du Québec

Cette section présente la caractérisation de mur de maçonnerie non armée (MNA), typiquement utilisé dans la construction de bâtiments patrimoniaux, incluant la géométrie d'une section latérale et leur composition (pierre et joint de mortier).

L'information présentée dans cette section est basée sur l'analyse et l'interprétation des documents rendus disponible par la firme FGMDA portant sur des projets de conservation de bâtiment en MNA. La liste complète des documents disponibles pour consultation est donnée à l'ANNEXE I. Malgré que tous les documents consultés dans les locaux de FGMDA contiennent de l'information intéressante à propos des murs de maçonnerie, les informations les plus pertinentes pour les propriétés des matériaux et les dimensions de murs ont été trouvées dans la documentation du projet de conservation du Bloc Ouest du bâtiment de la Colline Parlementaire (Parliament Hill) à Ottawa et résumées au Tableau 1.3. Pour compléter cette information, une revue de littérature de projet semblable au Canada et autour du monde a été réalisée (Calvi et Magenes (1991), Maurenbrecher et al. (2007), Sorour (2010), Zimmermann et al. (2012).

Tableau 1.3 Information sur la caractérisation de MNA dans les documents de FGMDA

Projet et documentation source	Information
West Block Parliament Hill, Ottawa <ul style="list-style-type: none"> • 532_EAIR_Apx08-Quarry 	Rapport de visite de carrières : <ul style="list-style-type: none"> • Description des carrières et des pierres • Propriétés non mécanique
West Block Parliament Hill, Ottawa <ul style="list-style-type: none"> • 532_EIAR_APx11_MortarTesting IRC_DraftMortarTestingReport_160807 St. George's Anglican Church, Montréal <ul style="list-style-type: none"> • 351-Essais_mortier.pdf • 351-ExtraitDevis.pdf 	Composition de mortier et résultat de test : <ul style="list-style-type: none"> • Résultats de tests antérieurs sur le bâtiment, réalisé par le CNRC • Essais sur 4 nouveaux mélanges de mortier pour restauration. • Contrainte de compression des mélanges de mortier pour restauration. • Composition de mélange de mortier. • Granulométrie de sable pour mortier.
West Block Parliament Hill, Ottawa <ul style="list-style-type: none"> • 532_Extract_120424_MMMMWA • 532_Extract_EIAR_Apx01_CondSurvey St. George's Anglican Church, Montréal <ul style="list-style-type: none"> • 351-EstraitDessinsArch.pdf • 351-DessinsStruct_red.pdf 	Section transversale de mur <ul style="list-style-type: none"> • Géométrie de mur • Composition de mur • Section transversale de mur
West Block Parliament Hill, Ottawa <ul style="list-style-type: none"> • 532_Extract_EIAR_Apx02_MasInspec 	Inspection de la maçonnerie <ul style="list-style-type: none"> • Photos (couleur et forme de la pierre)
West Block Parliament Hill, Ottawa <ul style="list-style-type: none"> • 532_Extract_EIAR_Apx10_StoneTesting 	Essais sur de la pierre <ul style="list-style-type: none"> • Propriétés des matériaux pour la pierre du bâtiment.

1.5.1 Identification de section de mur vulnérable

L'analyse des documents fournis par FGMDA ont permis l'identification d'une section transversale de mur en MNA considéré vulnérable aux chargements sismiques. Les Figure 1.17 et Figure 1.18 montrent une section transversale d'un mur typique en MNA retrouvé dans les étages supérieurs du Bloc Ouest du bâtiment de la Colline Parlementaire à Ottawa. Le mur est composé d'une partie extérieure à parois multiple en maçonnerie de pierre, avec un cœur en remplissage de morceau de pierre et mortier, et d'une partie intérieure à double parois en maçonnerie de brique. Ce type de mur à parois multiples en maçonnerie de pierre, utilisé dans le bâtiment de la Colline Parlementaire à Ottawa, est aussi représentatif de la maçonnerie utilisé dans les petits bâtiments du Vieux-Québec et Vieux-Montréal (Lefebvre,

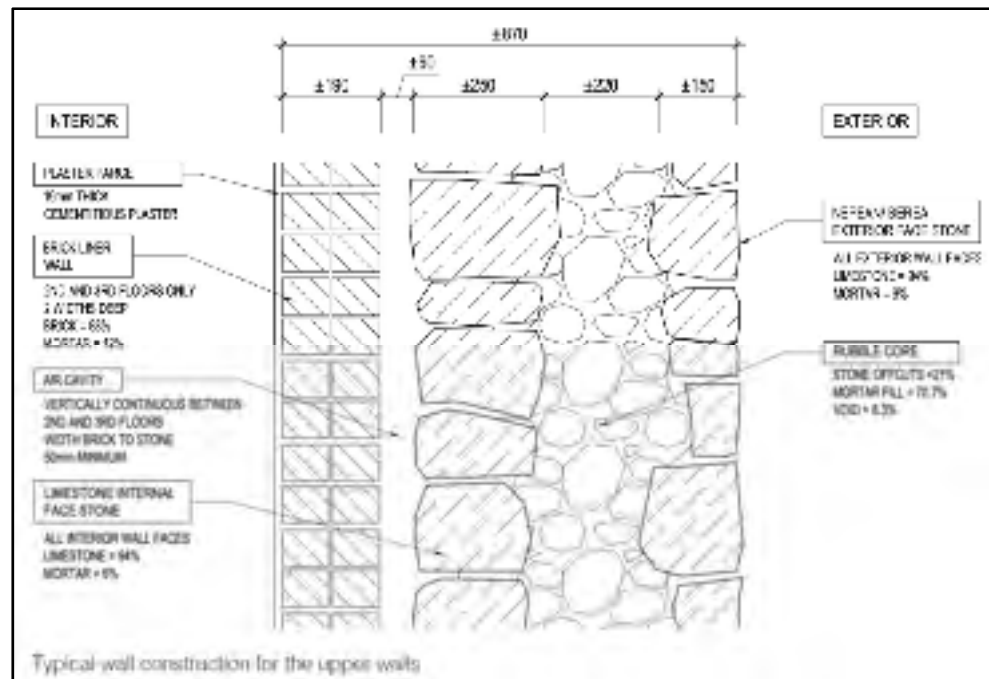


Figure 1.18 Détail de la section transversale d'un mur en MNA typique des étages supérieure du Bloc Ouest du bâtiment de la Colline Parlementaire, Ottawa
Tirée de ARCOP/FGMDA (2012)

1.5.2 Caractérisation des matériaux composant la maçonnerie

Un élément clé de l'évaluation du comportement sismique des murs en MNA est l'évaluation des propriétés mécaniques de leurs composantes c'est-à-dire les pierres et le mortier. Les données suivantes ont été trouvées dans la revue de littérature pour identifier les matériaux à tester dans le programme expérimental.

- **mélange de mortier** : composantes, proportions et résistance à la compression;
- **pierre** : type de pierre, densité, résistance à la compression, modules d'élasticité;
- **assemblage de maçonnerie** : propriétés mécanique (résistance à la compression, résistance à la flexion et résistance au cisaillement des joints).

1.5.3 Mélange de mortier

Un rapport de programme d'essais de mortier, réalisé pour le projet de restauration du Bloc Ouest du bâtiment de la Colline Parlementaire, incluent la caractérisation physique et

mécanique de différent type de mortier. L'objectif principal de ces tests était de développer un mortier de restauration comportant des propriétés similaires au mortier original à réparer. Plusieurs propriétés physiques, tel que la vitesse d'absorption d'eau, la porosité, la densité, la transmission de vapeur d'eau et la résistance en compression, sont compilées pour chaque composition de mortier à l'essai. Ces mélanges varient dans leur proportion d'eau, ciment, chaux et sable et aussi dans la provenance de leur liant et de leur sable. Pour l'évaluation sismique, la résistance à la compression du mortier est le paramètre utilisé pour estimer la résistance latérale du mur. Par conséquent, les essais sur le mortier se concentrent sur cette propriété mécanique.

Les types de mortier incluent des mortiers de ciment Portland et chaux (PC.Lime) et des mortiers de chaux hydraulique tels que décrits au Tableau 1.4 et Tableau 1.5. Ces mélanges de mortier sont particulièrement importants pour réaliser des essais en laboratoire fidèle à la réalité sur des assemblages de mur en MNA de pierre. La résistance à la compression moyenne des mortiers de ciment et de chaux est de $7,6 \pm 2,9$ MPa (mélanges 1 à 7 du Tableau 1.4 et 3 du Tableau 1.5).

Le choix de composition de mortier à utiliser dans le programme expérimental a été validé avec le maçon, Mr. Jean-Luc Gaillard. Un mortier de ciment Portland et chaux de proportions 1 :2 :8 a été sélectionné pour les essais de maçonnerie.

Tableau 1.4 Mélanges de mortier de ciment et chaux et de chaux hydraulique recueillis d'essais du CNRC

Tiré de du rapport de IRC-NRC (2007)

Type de mortier	Mélange #	Proportions (Ciment/Chaux/Sable)	Notes	Résistance en compression (MPa)
PC:LIME MORTARS	1	1:2,5:8	mortarmill	6,40
	2	1:2,5:8	mortarmill	5,20
	3	1:2,5:8	mortarmill	5,00
	4	1:2,5:8	mortarmill	9,00
	5	1:2,5:8	mortarmill	13,80
	6	1:2,5:8	mortarmill	8,30
	7	1:2,5:8	mortarmill	7,30
HYDRAULIC LIME MORTARS	10	1:3	Black sand and pigment	2,70
	11	1:2,5	Black sand and pigment	2,70
	12	1:3	Black sand and pigment	2,20
	13	1:3	St Canut sand	1,40
	14	1:3	Grandmaitresand	0,60
	15	1:3	Grandmaitresand	0,80
	16	1:3	St Canut sand	0,70
	17	1:3	St Canut sand	0,30
	18	1:3	Sprattsand	0,90
	19	1:2	Sprattsand	1,20
	20	1:2	St Canut sand	1,00
	21	1:3	Sprattsand	2,10
	22	1:3	Sprattsand	2,10
	23	1:2	Sprattsand	4,30
	24	1:3	Sprattsand	1,90
	25	1:2	Sprattsand	3,10

Tableau 1.5 Mélanges de mortier à l'essai pour le projet de restauration du Block Ouest,
Colline Parlementaire
Tiré du rapport de IRC-NRC (2007)

Mélange	Proportions par volume	Composants du mortier	Rapport eau/liant	Résistance en compression à 28 jours(MPa)
1	1:1:6	Grey Portland cement : SA lime : RivièreBeaudettesand	0,81	12,1
2	1:3:9	Grey Portland cement : SA lime : RivièreBeaudettesand	0,79	5,5
3	1:2,5:8	Grey Portland cement : SA lime : RivièreBeaudettesand + 4,7% black pigment*	0,9	5,9
4	1:3	NHL 3,5 St. Astier hydraulic lime : RivièreBeaudettesand+ 8,5% black pigment*	0,97	1,1

1.5.4 Pierre

Suite à l'étude de la documentation, aux discussions avec les représentants de FGMDA et le maçon, Mr. Jean-Luc Gaillard, il a été déterminé que les pierres le plus communément utilisées dans l'est du Canada sont les pierres calcaires et le grès. Habituellement, les projets de restauration de bâtiment sont réalisés en utilisant la pierre calcaire de type St-Marc provenant de Saint-Marc-des-Carières, au Québec, du grès provenant de St-Canut, au Québec, ou de la pierre calcaire Dorchester et Miramichi de la carrière Wallace, en Nouvelle-Écosse.

L'étude des documents ont permis de trouver certaines propriétés physiques du grès provenant de différentes carrières dont celle de St-Canut. Cependant, aucune propriété mécanique, tel que la résistance à la compression, au cisaillement ou le module d'élasticité, n'ont été évaluées dans les documents à notre disponibilité. Quelques propriétés des matériaux ont été trouvées sur la maçonnerie de pierre calcaire (provenant de St-Marc-des-Carières) et de grès (provenant de St-Canut) (Sorour, 2010). Les propriétés mécaniques de ces pierres sont semblables à celles de la pierre calcaire retrouvée dans le Bloc Ouest de Parliament Hill à Ottawa. Pour la pierre calcaire, la résistance à la compression et le module

d'élasticité rapportés varient entre 99 et 106 MPa et entre 22 et 62 GPa, respectivement. Pour le grès, la résistance à la compression et le module d'élasticité rapportés varient entre 202 et 247 MPa et entre 51 et 59 GPa, respectivement.

CHAPITRE 2

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre présente le programme expérimental détaillé. Suite à la caractérisation de la maçonnerie de pierre traditionnelle de l'Est du Canada, le choix des matériaux pour la construction des spécimens s'est fixé sur une pierre calcaire de type St-Marc avec un mortier composé d'un mélange de ciment et de chaux. Le programme expérimental décrit dans ce chapitre vise à déterminer les propriétés des matériaux individuels et les propriétés des spécimens.

2.1 Description du programme expérimental Phase I et Phase II

Le programme expérimental, présenté à la Figure 2.1, détaille les différentes phases d'essais réalisés dans ce projet de recherche afin de caractériser la maçonnerie de pierre.

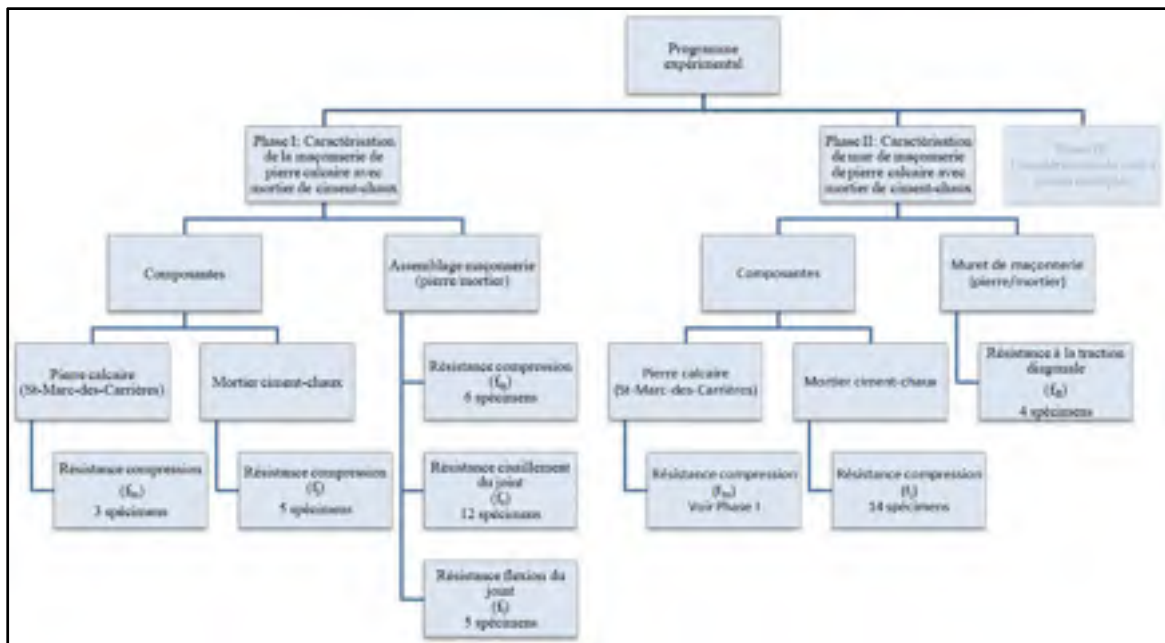


Figure 2.1 Programme expérimental

La première phase sert à déterminer les caractéristiques des matériaux des composantes de bases de la maçonnerie et de spécimens de maçonnerie construits avec deux ou trois unités et du mortier de ciment et de chaux. Les caractéristiques évaluées sont :

- la résistance en compression (f_{bs}) des unités de pierre calcaire;
- la résistance en compression (f_j) du mortier de ciment et chaux;
- la résistance en compression (f'_m) de spécimens de maçonnerie;
- le module d'élasticité (E_m) de spécimens de maçonnerie
- la résistance au cisaillement des joints (f_s) de spécimens de maçonnerie; et
- la résistance en flexion du joint (f_i) de spécimens de maçonnerie.

La deuxième phase vise à caractériser des murets de maçonnerie construits avec une seule paroi d'unités de pierre et du mortier de ciment et de chaux. Les caractéristiques évaluées sur ces murets sont la résistance à la traction diagonale (f_{td}) et le module de cisaillement (G_m).

La troisième phase, faisant l'objet d'autres travaux de recherche, vise à caractériser des murets de maçonnerie de pierre à plusieurs parois.

Les essais sont réalisés selon les méthodes prescrites par les normes nord-américaines suivantes :

- CSA A179 – Mortier et coulis pour la maçonnerie d'éléments (CSA, 2014a);
- ASTM C170/C170M Standard Test Method for Compressive Strength of Dimension Stone (ASTM, 2016b);
- ASTM C1314 Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms (ASTM, 2014);
- ASTM C952 Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units (ASTM, 2012);
- ASTM E519/E519M Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages (ASTM, 2015).

En ce qui concerne l'indice de résistance au cisaillement du joint, on a suivi les recommandations du RILEM:

- Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction(RILEM, 1996).

2.2 Données de base sur les matériaux

Les matériaux de base pour la construction des spécimens à l'essai dans ce projet de recherche sont présentés dans cette section.

2.2.1 Unités de pierre

Les pierres utilisées dans les essais sont des pierres calcaires de type St-Marc provenant de la carrière Ducharme. Elles ont été pré-taillées, à la carrière, en blocs cubiques d'environ 4 pouces (100 mm) de côté.

2.2.2 Mortier

La composition du mortier a été déterminée suite à l'étude des documents de projets de réhabilitation de bâtiments patrimoniaux et en consultant un maçon spécialisé dans la réfection et conservation de maçonnerie de pierre traditionnelle, M. Jean-Luc Gaillard de Maçonnerie L.M.R inc. Le choix s'est établi sur un mortier de chaux hydraulique et de ciment utilisé dans la réfection de la maçonnerie traditionnelle, composé d'une portion de ciment par volume pour deux portions de chaux et huit portions de sable (1Ci :2Ch :8S).

Le ciment utilisé est un ciment blanc Portland de la compagnie Federal White Cement et la chaux est de la chaux dolomitique à air entraîné à haute plasticité de Graymont. Le sable normalement utilisé pour la réfection de la maçonnerie traditionnelle n'étant pas disponible lors de la construction des spécimens, il a été remplacé par du sable sec de Bomix respectant le fuseau de granulométrie retrouvé dans les documents de réhabilitation et recommandé par

la norme CSA-A179-14 (CSA, 2014a), tel qu'indiqué au Tableau 2.1. Les fiches techniques du ciment, de la chaux et du sable sont en ANNEXE II.

Tableau 2.1 Granulométrie utilisée pour le sable du mortier et fuseau CSA

Tamis (mm)	5	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	0,08
CSA-Max	100 %	100 %	100 %	95 %	80 %	35 %	
Sable sec Bomix	100 %	100 %	98 %	87 %	50 %	10 %	1 %
CSA-Min	100 %	90 %	85 %	65 %	15 %	0 %	

La quantité d'eau ajoutée au mélange est ajustée pour obtenir la consistance utilisée par M. Jean-Luc Gaillard lors de travaux de conservation de maçonnerie. En moyenne, 2,15 portions d'eau ont été ajoutées pour obtenir la texture voulue. Le volume des portions utilisé pour faire les mélanges de mortier était de 500 mL.

2.3 Échantillons à tester

Cette section présente de façons détaillées, les différents spécimens à tester pour les deux phases expérimentales de ce projet de recherche.

2.3.1 Échantillons de la phase 1

Les échantillons de la phase 1 comprennent les blocs de pierre testés individuellement, les échantillons de mortier prélevé lors de la construction des spécimens et les spécimens construits pour les essais de résistance à la compression, au cisaillement des joints et à la flexion du joint.

Trois blocs de pierre (Figure 2.2a), sélectionnés aléatoirement dans les blocs de pierre disponibles, ont été testés en compression pour déterminer la résistance en compression moyenne de la pierre selon les spécifications de la norme ASTM C170/C170M (ASTM, 2016b).

Lors de la construction des spécimens pour les assemblages de maçonnerie, des cubes de mortier de 50 mm de côté (Figure 2.2b) ont été prélevés à chaque gâchée de mortier pour la fabrication des spécimens de maçonnerie. Cependant, la priorité a été mise sur la construction des spécimens dans les deux heures après l'ajout de l'eau au mortier. Les cubes ont donc été fabriqués vers la fin du deux heures et, pour le dernier mélange, seulement deux cubes ont pu être construits avec le mortier restant. Ils ont ensuite été testés en compression selon la norme ASTM C109/C109M-13 (ASTM, 2016a), le même jour que les spécimens de maçonnerie correspondants, après un mûrissement minimum de 28 jours.

Les six (6) spécimens mis à l'essai en compression sont constitués de trois blocs de pierre superposés et séparés par deux joints de mortier (Figure 2.2c). Les spécimens ont été construits en respectant un ratio de hauteur à épaisseur comprise entre 1.3 : 1 et 5.0 : 1 tel que recommandé par la norme ASTM-C 1314-14 (ASTM, 2014). Les dimensions approximatives sont de 100 mm x 100 mm x 320 mm, pour un ratio de hauteur à épaisseur de 3.2 : 1.

Les douze (12) spécimens construits pour les essais de cisaillement sont constitués de trois blocs superposés et séparés par deux joints de mortier, et ont les mêmes dimensions que les spécimens testés en compression (Figure 2.2c). Les blocs de pierre utilisés pour la construction étant sciés, les surfaces en contact avec les joints de mortier ont été travaillées à l'aide d'un pistolet à aiguilles pour boucharder la pierre afin d'améliorer l'adhérence du mortier.

Les essais de flexion du joint ont été réalisés sur cinq (5) spécimens constitués de deux blocs de pierre superposés et séparés par un joint de mortier (Figure 2.2d). Les dimensions des spécimens ont été sélectionnées selon les recommandations des normes ASTM-C1072 (ASTM, 2013) et AS 3700-2011 (SA, 2011), soient des dimensions approximatives de 100 mm x 100 mm x 210 mm (pour un ratio de hauteur à épaisseur de 2.1 : 1).

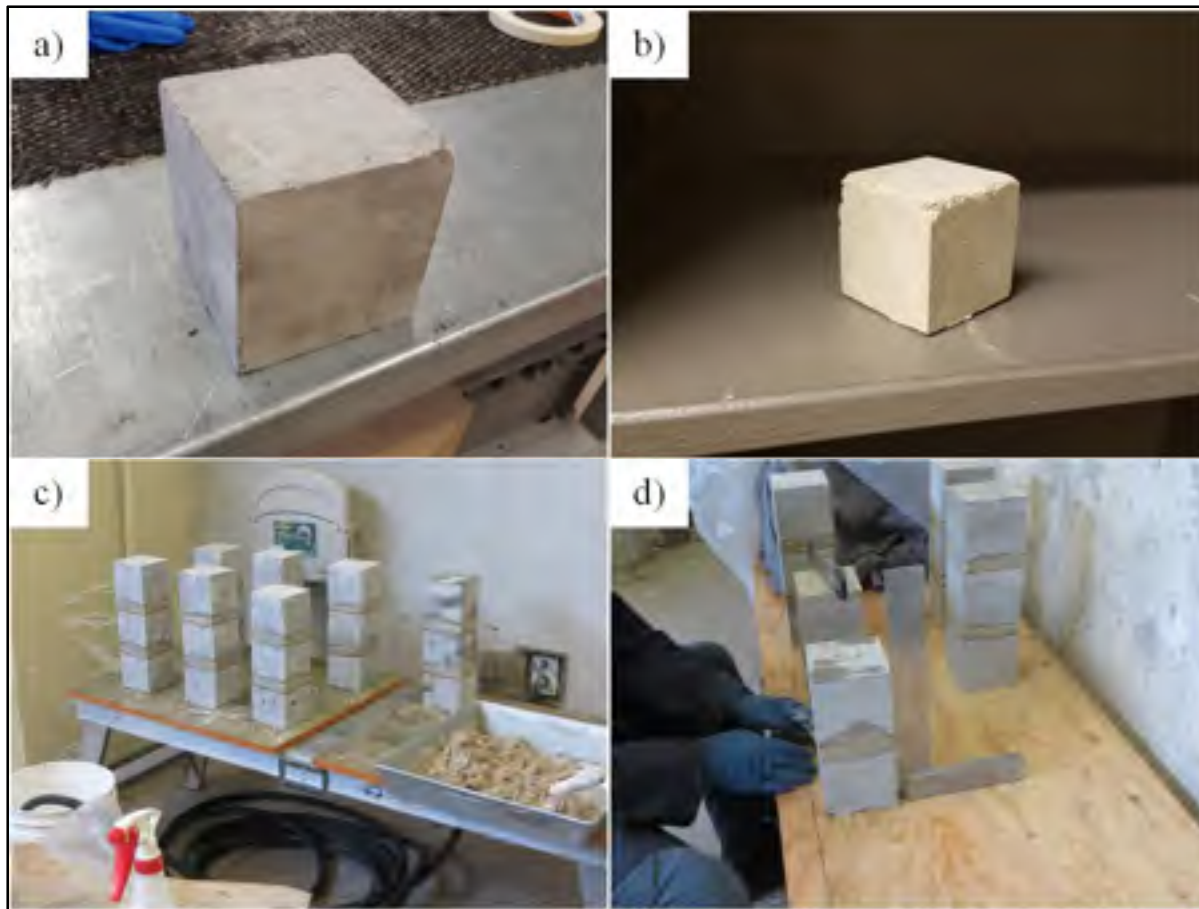


Figure 2.2 Spécimens de la phase 1 : a) Unité de pierre; b) Cube de mortier;
 c) Spécimens pour les essais en compression et en cisaillement des joints et
 d) Spécimens pour les essais de flexion du joint

Des images supplémentaires de la construction et de la cure des spécimens de maçonnerie à deux et trois unités de pierre sont présentées à l'ANNEXE III.

2.3.2 Échantillons de la phase 2

Les échantillons de la deuxième phase comprennent les échantillons de mortier prélevé lors de la construction des murets et les murets construits pour les essais de traction diagonale.

Le mortier utilisé pour la construction des murs a été mélangé selon les mêmes proportions que celles de la première phase. Le rapport eau/liant moyen des gâchées est de 0,72. Trois

cubes de mortier de 50 mm de côté ont été prélevés dans au moins une gâchée de chaque mur. Les cubes ont été placés dans une chambre humide durant la période de cure des murs d'une durée minimum de 28 jours. Ils ont ensuite été retirés de la chambre humide afin de les tester en compression dans les mêmes conditions que le mortier des murs, c'est-à-dire à sec.

Quatre murets ont été construits pour réaliser les essais de traction diagonale (Figure 2.3). Les pierres utilisées pour la construction étaient de mêmes dimensions que celles de la première phase. Les dimensions moyennes des murs sont de 618 mm par 618 mm de côtés et de 100 mm d'épaisseur. Sur les quatre murs construits, un a été testé sur un premier montage, deux sur un deuxième montage. Ces montages sont décrits à la section suivante. Le dernier muret n'a pu être testé dû à un accident de manipulation avant l'essai qui a détruit le mur.



Figure 2.3 Spécimens de la phase 2 : Murets de maçonnerie

2.4 Équipement d'essais et montages expérimentaux

Les montages expérimentaux décrits dans cette section ont été développés en se basant sur les montages présentés dans les normes de chacun des essais.

2.4.1 Équipement utilisé pour les essais

Les essais de résistance à la compression du mortier de ciment et chaux ont été réalisés sur une presse « Matest S.p.A. Treviolo » à contrôle manuel d'une capacité de 500 kN.

Les essais de résistance à la compression de la pierre (f_{bs}), de résistance à la compression de la maçonnerie (f'_m) et les essais de résistance au cisaillement des joints de maçonnerie (f_s) ont été réalisés à l'aide d'une presse « MTS Rock Mechanics Testing System » d'une capacité de 4500 kN.

Les essais de résistance à la flexion du joint de maçonnerie (f_t) et le premier essai de traction diagonale (f_{td}) ont été réalisés à l'aide d'une pompe hydraulique à contrôle manuel « PE213 de Power Team ». Les autres essais de traction diagonale (f_{td}) ont été réalisés à l'aide d'un vérin « MTS » d'une capacité de 1500 kN.

2.4.2 Montage expérimental pour les essais de compression de la maçonnerie

Les essais de compression ont été réalisés selon les spécifications de la norme ASTM-C 1314-14 (ASTM, 2014). Le montage expérimental est illustré à la Figure 2.4. La plaque de réaction supérieure est supportée par un pivot sphérique permettant l'application de la force de façon uniforme sur le spécimen. La plaque de base, la partie mobile durant l'essai, est toujours à l'horizontale. Le spécimen placé au centre de la plaque de base est instrumenté par un LVDT à l'avant et un à l'arrière de façon à mesurer les déplacements subis par les deux joints et le bloc central (Figure 2.4). La distance moyenne entre les points d'attache des LVDT est de 226 mm.



Figure 2.4 Montage expérimental et instrumentations des essais de compression

2.4.3 Montage expérimental pour les essais de cisaillement des joints des spécimens de maçonnerie

Les essais de cisaillement des joints ont été réalisés selon la méthode proposée par l'article « Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction » dans le journal RILEM. Chaque spécimen est placé à l'horizontal dans un montage permettant d'appliquer une charge verticale F_v au spécimen lors de l'essai (Figure 2.5). À sa base, le spécimen est supporté sur toute sa profondeur par deux blocs d'aluminium de 30 mm de large du côté extérieur des joints. Au-dessus, deux blocs d'aluminium ainsi qu'une plaque d'acier sont disposés du côté intérieur des joints afin de distribuer la force appliquée sur les deux joints de façon simultanée. Durant le test, deux LVDT, un à l'avant et l'autre à l'arrière, mesurent le déplacement relatif entre le bloc central et les deux blocs d'extrémité. La force de cisaillement, F_v , est appliquée par le déplacement vers le haut du vérin inférieur de la presse. La charge axiale de pré compression, N , est appliquée grâce à deux tiges d'acier filetées de 15 mm de diamètre et est suivie par deux cellules de charge.



Figure 2.5 Montage expérimental et instrumentations des essais de cisaillement des joints

Les essais de cisaillement ont été réalisés à trois niveaux de contrainte normale au joint : 0,3 MPa, 0,7 MPa et 1,1 MPa. Il est à noter que la contrainte normale initiale augmente légèrement durant l'essai dû à une rotation du bloc central causée par la dilatation des joints de mortier sous l'application d'une déformation en cisaillement. Pour limiter l'augmentation de la charge axiale durant l'essai, un cylindre de caoutchouc a été ajouté, après le premier essai, sur chaque tige entre l'écrou et la plaque de chargement axiale.

2.4.4 Montage expérimental pour les essais de flexion du joint des spécimens de maçonnerie

Les essais de flexion ont été réalisés selon les spécifications de la norme ASTM C951. Le montage d'essai comprend : (1) un piston hydraulique appliquant la charge verticale P_v afin d'imposer un moment sur le spécimen (Figure 2.6a); (2) une serre permettant de maintenir le bloc inférieur du spécimen en place et une serre, fixée au bloc supérieur, munie d'un bras connecté au piston (Figure 2.6b).

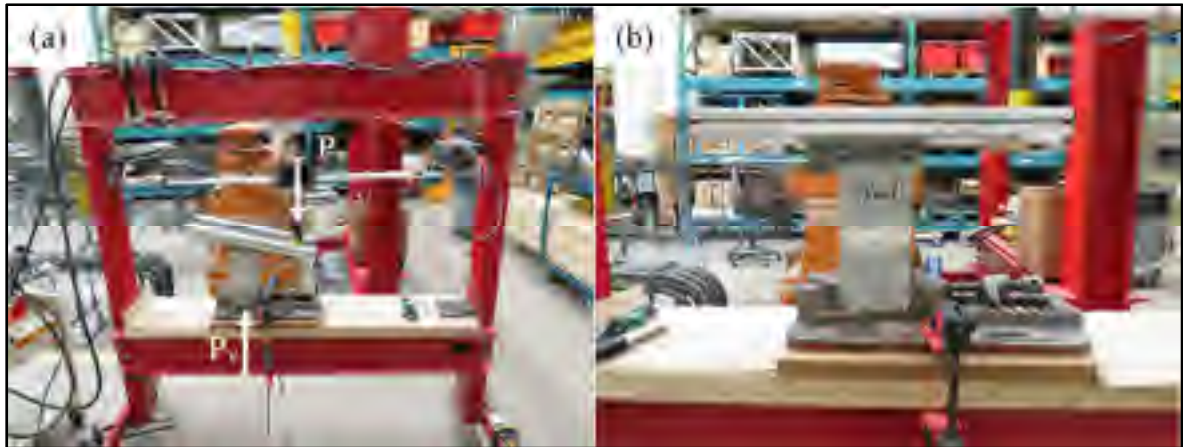


Figure 2.6 Montage expérimental des essais de flexion du joint: (a) cadre du montage, (b) vue rapprochée des serres

2.4.5 Montages (2) expérimentaux pour les essais de traction diagonale des spécimens de maçonnerie

Les essais de traction diagonale ont été réalisés selon les spécifications de la norme ASTM E519/E519M. Les déformations des murs ont été enregistrées lors des essais par des extensomètres placés dans les deux diagonales du mur sur les faces avant et arrière. La longueur de référence des extensomètres est de 630 mm pour le calcul de déformation. Les extensomètres ont été installés sur des tiges de métal afin de mesurer les déplacements sur la longueur de référence. Ces tiges sont ancrées à une extrémité et guidées par des cornières collées à la surface de la pierre (Figure 2.7). Les surfaces de chargement ont été préparées à l'aide d'un coulis à base d'époxy afin de s'assurer d'une surface de chargement plane.



Figure 2.7 Instrumentation des murs pour les essais de traction diagonale

Le premier montage a été conçu dans le but de limiter les manipulations imposées au spécimen de maçonnerie après sa construction et le tester « sur place » pour éviter de l'endommager. Un cadre d'aluminium, présenté à la Figure 2.8, a été construit afin de supporter l'équipement nécessaire à l'essai dans le bon axe de chargement :

- un vérin Enerpac RSM500 d'une capacité maximale de 45 tonnes (435 kN) permet d'appliquer la charge de compression;
- une cellule de charge Hoskin Scientific Sensotec d'une capacité de 200 000 lbs (890 kN) permet de mesurer la charge appliquée sur le spécimen;
- les plaques de métal servent de surface de chargement; et
- les deux tiges d'acier servent à transférer les efforts entre les plaques.

Le vérin de ce montage est actionné par une pompe hydraulique à contrôle manuel de force.



Figure 2.8 Premier montage expérimental pour les essais de traction diagonale

Le deuxième montage a été choisi pour obtenir un meilleur contrôle de déplacement du vérin et une vitesse de chargement plus faible. Le spécimen de maçonnerie est déplacé avec sa base de construction, à l'aide d'un transpalette, sous le vérin et pivoté sur une de ses faces de chargement tel qu'illustré à la Figure 2.9. Il est ensuite sécurisé avec des cadres d'aluminium afin d'éviter que des morceaux tombent durant l'essai tout en laissant un espace initial pour permettre la déformation du spécimen. Les manipulations des spécimens et l'essai ont été réalisés directement sur leur base de construction afin d'éviter d'endommager les spécimens durant les déplacements.



Figure 2.9 Deuxième montage expérimental pour les essais de traction diagonale

CHAPITRE 3

RÉSULTATS DES ESSAIS DE LA PHASE EXPÉRIMENTALE 1

Ce chapitre présente les résultats des essais de la première phase expérimentale incluant les essais réalisés sur la pierre, sur le mortier et sur les assemblages de maçonnerie comprenant deux ou trois blocs de pierres.

3.1 Essais de caractérisation de la pierre et du mortier

Cette section présente les résultats des essais sur la pierre de type St-Marc et le mortier prélevé durant la construction des spécimens de la première phase. Les blocs de pierre sont identifiés Bloc 1 à Bloc 3. Les cubes de mortier sont identifiés 1-1 à 1-3, le premier chiffre indiquant le mélange pour la construction des spécimens et le deuxième chiffre indiquant le numéro du cube dans ce mélange. Les cubes identifiés M-1 et M-2 sont les cubes prélevés du mélange réalisé par le maçon.

3.1.1 Résistance à la compression de la pierre calcaire

La pierre étant taillée et les surfaces étant lisses, les blocs sont déposés sur une plaque d'acier et la charge est appliquée directement par le vérin, tel qu'illustré à la Figure 3.1. L'essai a été réalisé en contrôle de déplacement à un taux de chargement de 0,25 mm/min.



Figure 3.1 Montage pour les essais de compression sur les blocs de pierre calcaire

Lors de la rupture il était possible d'observer sur les trois blocs de la fissuration verticale, de l'écaillage et de l'écrasement (Figure 3.2a, b et c). Des photos additionnelles des trois essais sont en ANNEXE IV. Une fois les débris retirés, la rupture observée était en forme de sablier typique d'un essai de compression confiné aux extrémités par les plaques non lubrifiées. Ce confinement limite le changement de dimension transversale (élargissement) près des extrémités et la rupture se manifeste par l'éclatement des côtés et l'écrasement du centre.

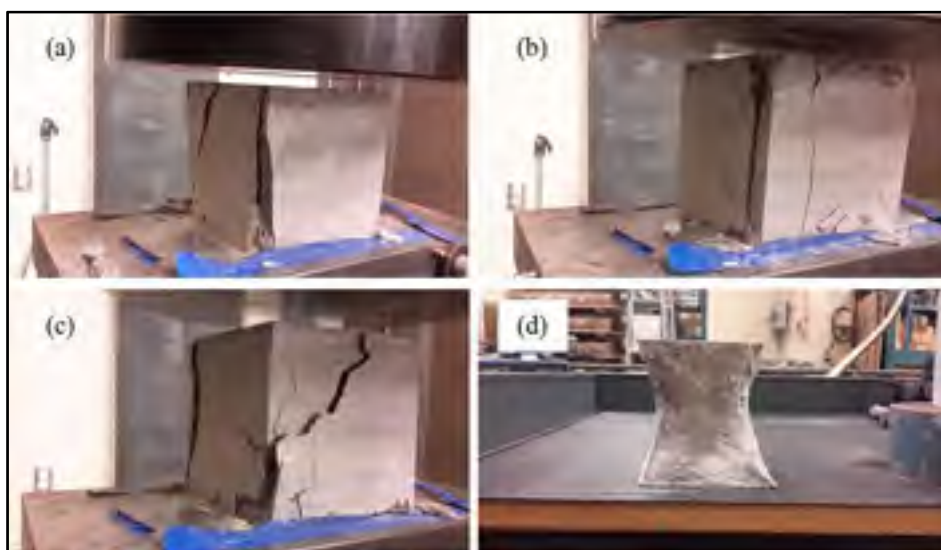


Figure 3.2 Essais de compression sur pierre calcaire : (a), (b) et (c) Mode de rupture pour les trois blocs de pierre testés; (d) Débris retirés

Le Tableau 3.1 présente les résultats obtenus lors des essais. La résistance en compression varie de 87 MPa à 114 MPa avec une moyenne de 101 MPa, et un écart-type de 13 MPa. Les résultats obtenus sont cohérents avec les valeurs attendues pour une pierre calcaire, variant en général entre 99 et 106 MPa (Sorour, 2010).

Tableau 3.1 Résultats des essais de résistance à la compression sur la pierre calcaire

Spécimen	Surface (mm ²)	Force maximale (kN)	Résistance à la compression (f_{bs}) (MPa)
1 ^{er} bloc	10618	1072	101
2 ^e bloc	10553	920	87
3 ^e bloc	10574	1200	114
Résistance moyenne à la compression (MPa)			101 ± 13

3.1.2 Résistance à la compression du mortier

L'essai de résistance à la compression du mortier a été réalisé en contrôle de force à un taux de chargement de 1 kN/sec. Les résultats des essais de résistance à la compression sur cinq cubes de mortier sont présentés au Tableau 3.2. Des photos des modes de ruptures des échantillons de mortier sont présentées à l'ANNEXE V.

Leur résistance f_j varie de 2,9 MPa à 3,5 MPa, la moyenne étant de 3,3 MPa avec un écart-type de 0,2 MPa. Ces résistances sont inférieures à la résistance moyenne de 7,6 MPa (Tableau 1.5 et Tableau 1.5) obtenue sur des mortiers similaires utilisés dans les projets de réfection de bâtiments en MNA de pierre. Toutefois, leur ratio eau/liant était de 0,9, légèrement supérieur à celui utilisé dans ce projet (d'environ 0,8), et leur proportion de chaux était de 2,5 pour 1 ciment par rapport à 2 chaux pour 1 ciment utilisé pour ce projet. La résistance obtenue apparaît faible en comparaison et pourrait être due à des manipulations imprécises reliées au manque d'expérience.

Tableau 3.2 Résultats d'essais de compression sur les cubes de mortier avec les proportions volumique d'un ciment Portland, 2 chaux hydratée et 8 sable sec

Spécimen mortier	Surface (mm ²)	Force maximale (N)	Résistance à la compression à 28 jours (f_j) (MPa)
M-1	2628,60	7667	2,9
M-2	2630,57	8808	3,4
1-1	2555,73	8717	3,4
1-2	2522,94	8444	3,4
1-3	2498,18	8707	3,5
Résistance moyenne à la compression (MPa)			$3,3 \pm 0,2$

3.2 Essais de caractérisation sur la maçonnerie

Cette section présente les résultats des essais sur les spécimens de maçonnerie construits en laboratoire. Six de ces spécimens ont été testés en compression pour déterminer la résistance à la compression de la maçonnerie (f_m). Ces spécimens sont identifiés COMP-1 à COMP-5 avec un spécimen nommé COMP-M ayant été construit par le maçon. Douze des spécimens

ont été testés en cisaillement pour déterminer la résistance au cisaillement des joints (f_s). Ces spécimens sont identifiés CIS-1 à CIS-12. Cinq des spécimens ont été mis à l'essai pour déterminer la résistance à la flexion du joint (f_t). Ces spécimens sont identifiés FLEX-1 à FLEX-5.

3.2.1 Essais de résistance à la compression

L'essai a été réalisé en déplacement contrôlé, afin de limiter le déplacement imposé au spécimen, à un taux de 0,5 mm/min jusqu'à l'obtention de la force maximale. Lors de la diminution de la force, la vitesse de déplacement est augmentée à 1,0 mm/min jusqu'à ce que la force diminue à 50 % de la force maximale de compression.

La Figure 3.3 présente les modes de ruptures observés lors des essais de compression. Les premières fissurations se produisent habituellement dans le bloc central et elles sont suivies de l'écrasement des joints de mortier et de fissurations additionnelles dans les blocs d'extrémité jusqu'à la rupture du spécimen. La rupture se produit typiquement dans le bloc central. Les blocs en contact avec la machine d'essai présentent en général une seule fissure, sauf pour le spécimen COMP-3, où les deux blocs d'extrémité sont restés intacts. L'ANNEXE VI présente plus en détail les fissurations et le mode de rupture de chacun des spécimens.



Figure 3.3 Mode de rupture des essais de compression

Les courbes de contrainte-déformation obtenues durant les essais de compression sur les spécimens de maçonnerie de pierre sont présentées à la Figure 3.4. Il est possible d'observer que le spécimen COMP-M a la plus faible résistance à la compression des spécimens testés tandis que le spécimen COMP-4 a atteint la plus grande résistance. Au niveau des rigidités des spécimens, le spécimen COMP-1 a la rigidité la plus faible, tandis que le spécimen COMP-M a la rigidité la plus élevée.

Les courbes de contraintes-déformation pour chaque essai individuel sont présentées à l'ANNEXE VII.

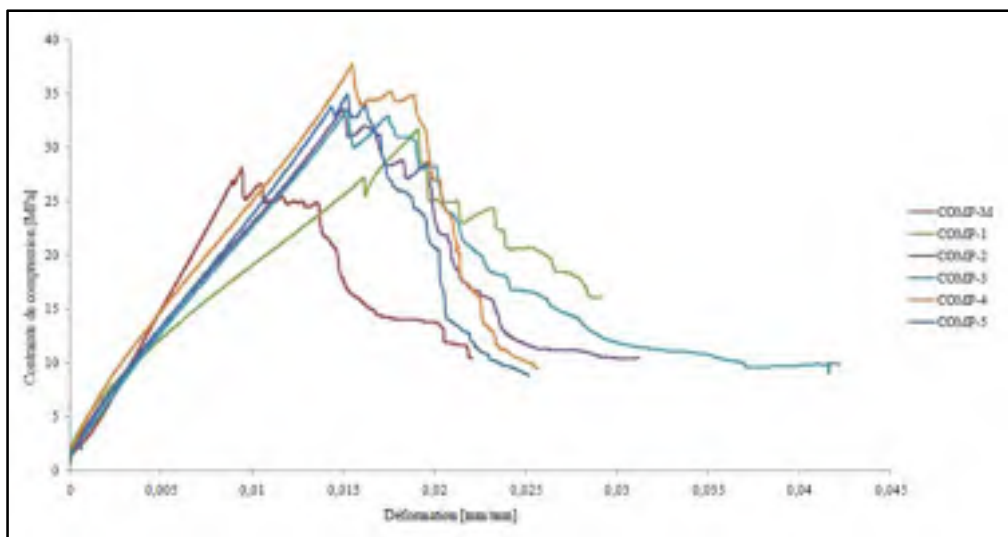


Figure 3.4 Courbes contrainte-déformation des essais de compression sur la maçonnerie

Le Tableau 3.3 présente les résultats des essais de compression sur les spécimens de maçonnerie de pierre : la contrainte de compression maximale (f_m), la déformation correspondante (ϵ_{max}), le module d'élasticité (E_m) défini comme étant la rigidité sécante à 33 % f_m (sur la courbe contrainte-déformation) et le ratio du module d'élasticité à la résistance en compression (E_m/f_m). La résistance moyenne est de 33,2 MPa avec un écart-type de 3,2 MPa.

Tableau 3.3 Résultats d'essais de compression sur les spécimens de maçonnerie

Spécimen	f_m (MPa)	ϵ_{max} (mm/mm)	E_m (MPa)	E_m/f_m	Résistance moyenne du mortier (f_j) (MPa)
COMP-M	28,0	0,009	2920	104	3,3
COMP-1	31,6	0,019	2693	85	3,3
COMP-2	33,5	0,015	2814	84	3,3
COMP-3	33,5	0,015	2634	79	3,3
COMP-4	37,7	0,016	3145	83	3,3
COMP-5	34,9	0,015	2732	78	3,3
Moyenne	$33,2 \pm 3,2$		2823 ± 186		

Selon Kržan et al. (2015), la majorité des modèles théoriques pour déterminer f'_m à partir des résistances mécaniques des unités et du mortier ont été développés pour la maçonnerie de briques. Pour de la maçonnerie régulière moderne, selon l'Eurocode-6 (CEN, 2005), la

résistance à la compression de la maçonnerie (f'_m) peut être estimée à partir des résistances à la compression des unités (f_{bs}) et du mortier (f_j) avec l'équation empirique (3.1). Cette équation a été déterminée à partir de plusieurs résultats d'essais en laboratoire sur la maçonnerie de pierre et ses composantes.

$$f'_m = 0,45 f_{bs}^{0,7} f_j^{0,3} \quad (3.1)$$

En utilisant les résultats de résistance à la compression obtenus pour la pierre ($f_{bs}=101$ MPa) et le mortier ($f_j=3,3$ MPa), la résistance à la compression estimée est de 16,2 MPa, comparativement au résultat d'essai de 33,2 MPa. Cet écart entre la résistance à la compression mesurée et estimée en utilisant l'équation de prédiction souligne d'une part, la nécessité d'obtenir plus de données expérimentales sur les propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierre et ses composantes, par des montages et programmes d'essais fiables, et d'autre part, la nécessité de caractériser les propriétés des matériaux spécifiques aux sites.

3.2.2 Essais de résistance au cisaillement

L'essai de résistance au cisaillement est réalisé en déplacement contrôlé à un taux de 0,5 mm/min jusqu'à l'obtention de la force maximale. Lors de la diminution de la force, la vitesse de déplacement est augmentée à 1,0 mm/min.

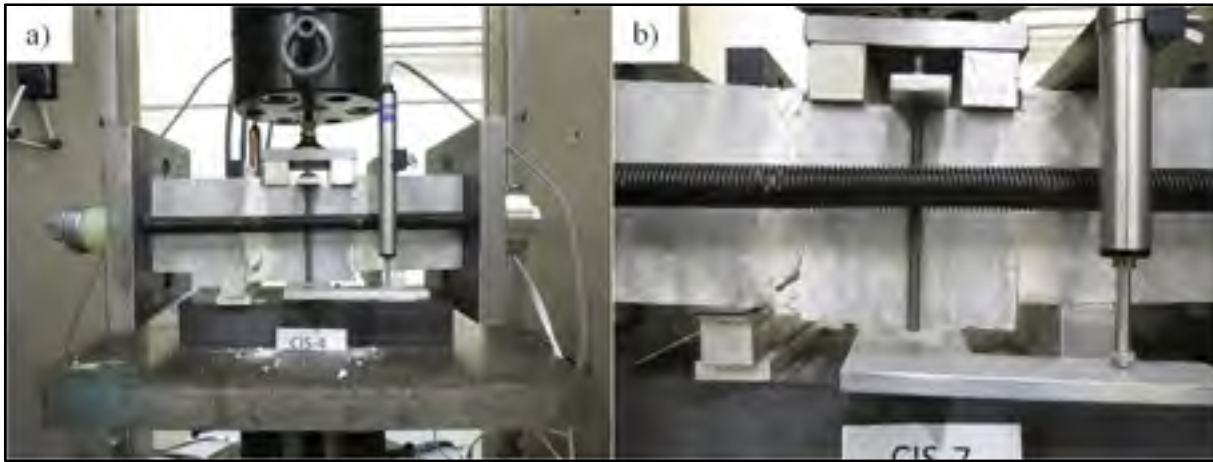


Figure 3.5 Essais de résistance au cisaillement : Spécimens après rupture des joints de mortier

Les déformations précédant l'apparition des premières fissures au contact pierre mortier sont inférieures à 0,01 mm, soit la précision des LVDTs. La résistance au cisaillement maximale est atteinte à la rupture des joints de mortier. La contrainte de cisaillement diminue légèrement représentant la cohésion initiale du mortier, suivie d'un déplacement relatif des blocs sous effort constant. L'essai est interrompu lorsque le déplacement en cisaillement atteint environ 10 mm. La rupture des deux joints de part et d'autre du bloc central n'est pas toujours simultanée et se produit indistinctement à la face intérieure ou extérieure du joint de mortier. Dans certains cas, la fissure traverse horizontalement le joint pour passer d'une face à l'autre (Figure 3.5). L'ANNEXE VIII présente plus en détail les fissurations et le mode de rupture de chacun des spécimens.

La Figure 3.6 montre l'évolution de la contrainte de cisaillement selon le déplacement du bloc central de tous les spécimens. L'ANNEXE IX présente les courbes contrainte-déplacement de chacun des spécimens individuels ainsi que l'évolution de la contrainte axiale selon le déplacement du bloc central. Lors des essais, la contrainte axiale avait tendance à augmenter avant la rupture des deux joints. Cette augmentation était probablement due à une rotation du bloc centrale.

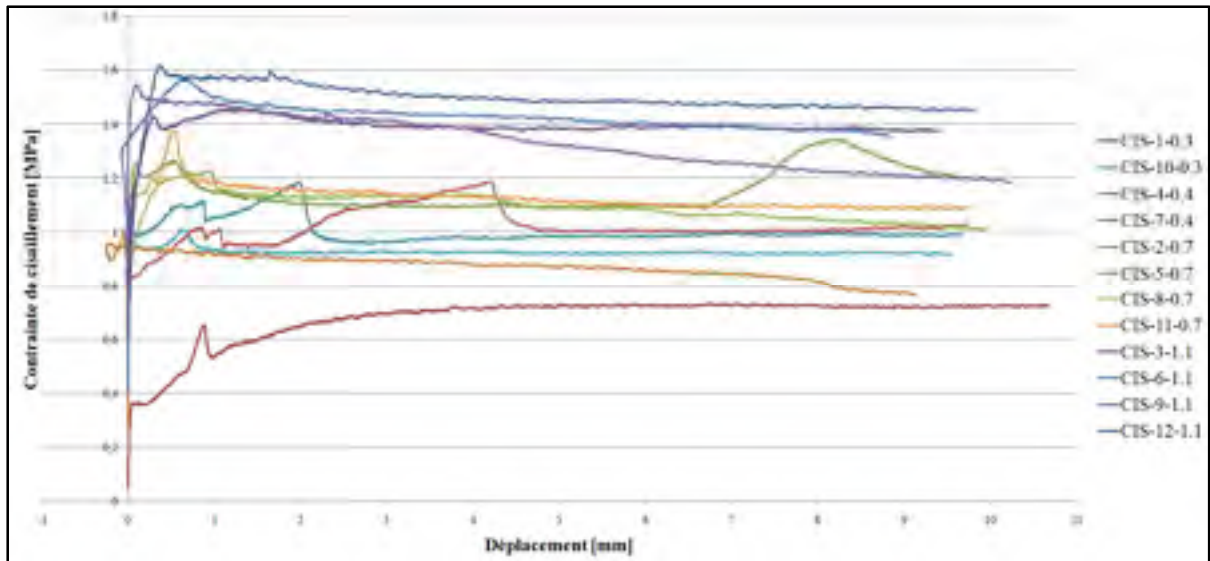


Figure 3.6 Évolution de la contrainte de cisaillement selon le déplacement du bloc central

Pour chacun des 12 essais, la force de cisaillement maximale F_v et la charge axiale N correspondante, mesurée par les cellules de charge en compression, sont retenues pour l'évaluation de la meilleure enveloppe de rupture de Mohr Coulomb (Figure 3.7). La contrainte de cisaillement maximale, τ , est donnée par la force de cisaillement maximale F_v divisée par la section transversale brute des deux joints de mortier (cisaillement double), et la contrainte normale, σ , est donnée par la charge axiale N divisée par la section d'un bloc de pierre. À noter que la section exacte des blocs est mesurée à chaque essai. Les résultats des 12 essais sont tracés sur le graphique de la Figure 3.7, donnant l'enveloppe de rupture de Mohr Coulomb entre la contrainte de cisaillement τ et la contrainte normale σ selon l'équation (3.2).

$$\tau = C + \mu(\sigma) \quad (3.2)$$

La cohésion moyenne (C) est de 0,56 MPa et le coefficient de friction μ est de 0,85. La résistance au cisaillement du joint f_s , peut alors être calculée à partir de l'enveloppe de Mohr Coulomb. Dans la littérature, les sources concernant les valeurs de cohésion et de friction de la maçonnerie de pierre sont limitées. Le Tableau 3.4 présente la comparaison entre les

paramètres de résistance au cisaillement obtenus et ceux cités par Vasconcelos et Lourenço (2009) ainsi que Binda et al. (1994). Une valeur de cohésion moyenne de 0,56 MPa est cohérente avec la valeur de 0,58 MPa citée par Binda pour de la maçonnerie en pierre calcaire avec mortier de chaux hydraulique. On observe par contre une grande variabilité des valeurs du coefficient de friction, de 0,58 à 0,85.

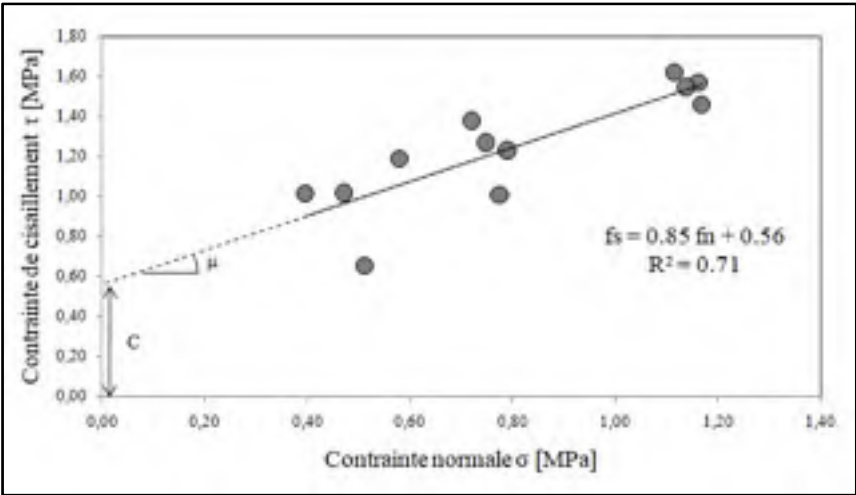


Figure 3.7 Enveloppe de Mohr Coulomb pour les essais sur spécimens de maçonnerie

Tableau 3.4 Paramètres de l’enveloppe de Mohr Coulomb pour la résistance en cisaillement de la maçonnerie de pierre selon les résultats d’essais et la littérature

Références	Type de pierre	Type de mortier	Cohésion C (MPa)	Coefficient de friction μ
Selon les résultats d’essais	Pierre calcaire	Ciment/Chaux	0,56	0,85
Vasconcelos and Lourenço 2009	Granit	Chaux	0,36	0,63
Binda et al. 1994	Grès	Chaux hydraulique	0,33	0,74
	Pierre calcaire	Chaux hydraulique	0,58	0,58

3.2.3 Essais de résistance à la flexion du joint

Le chargement des essais de résistance à la flexion du joint est réalisé en contrôle de force. L’essai est interrompu lorsque la force maximale causant la rupture du joint est atteinte. Le

mode de rupture de tous les spécimens était un décollement à une des interfaces pierre/mortier Figure 3.8. L'ANNEXE X présente plus en détail les fissurations et le mode de rupture de chacun des spécimens.

La résistance à la flexion du joint f_t , donnée par le rapport du moment appliqué sur l'aire de la surface d'adhérence, varie de 0,19 MPa à 0,27 MPa, la moyenne étant de 0,23 MPa avec un écart-type de 0,03 MPa. Malheureusement, aucune donnée n'est disponible dans la littérature pour la maçonnerie de pierre pour permettre une comparaison. Cependant, ces résultats sont légèrement supérieurs aux valeurs attendues données à l'ASCE-41 pour la maçonnerie de briques, lesquelles varient de 0,09 MPa à 0,18 MPa (ASCE, 2014).



Figure 3.8 Mode de rupture des essais de résistance à la flexion du joint

CHAPITRE 4

RÉSULTATS DES ESSAIS DE LA PHASE EXPÉRIMENTALE 2

Ce chapitre présente les résultats des essais de la deuxième phase expérimentale incluant les essais réalisés sur le mortier des spécimens de la deuxième phase et sur les murets de maçonnerie.

4.1 Essais de caractérisation des composantes du mur

Cette section détaille les caractéristiques des pierres et du mortier utilisés dans la construction des murs de maçonnerie utilisés dans la deuxième phase expérimentale. Les cubes de mortier sont identifiés M(x)-1.1 à M(x)-2.3. Le M(x) représente le muret sur lequel les cubes ont été prélevés tandis que la partie après le trait d'union représente le numéro de mélange et le numéro du cube prélevé dans les mélanges utilisés pour la construction du muret.

4.1.1 Résistance à la compression de la pierre calcaire

La pierre utilisée pour la construction des murs est la même que celle utilisée durant la première phase. C'est-à-dire, des blocs sciés en cube d'environ 100 mm de côté avec une résistance à la compression moyenne de 101 MPa.

4.1.2 Résistance à la compression du mortier

Les résultats des essais de résistance à la compression sur les 14 cubes de mortier sont présentés au Tableau 4.1. Des photos des modes de ruptures des échantillons de mortier sont présentées à l'ANNEXE V.

Leur résistance f_j varie de 6,2 MPa à 9,1 MPa, la moyenne étant de 8,0 MPa avec un écart-type de 0,9 MPa. Cette résistance correspond à la résistance moyenne de 7,6 MPa obtenue

durant les essais sur les mortiers pour le bâtiment de la Colline Parlementaire à Ottawa (Tableau 1.4 et Tableau 1.5). La résistance moyenne des mortiers de la phase 2 est beaucoup plus élevée que celle obtenue pour les cubes de mortier de la phase 1, soit 3,3 MPa, bien que les deux mortiers aient la même composition. La principale différence entre les échantillons de mortier de la phase 1 et ceux de la phase 2 est le temps passé par les cubes de mortier hors de la chambre humide après les 28 jours de cure. Les échantillons de la phase 1 ont été testés immédiatement après les avoir sortis de la chambre humide après 28 jours de cure, en même temps que les spécimens de maçonnerie. Cependant, les échantillons de la phase 2 ont été retirés de la chambre humide après 28 jours de cure, mais ils ont été testés en même temps que les murs sur lesquelles les échantillons ont été prélevés, soit une durée de cure totale de 35 à 50 jours. Ce délai dans la réalisation des essais est dû à la disponibilité du laboratoire et était hors de notre contrôle. Ce délai pourrait expliquer en partie l'écart de résistance entre les mortiers de la phase 1 et ceux de la phase 2. De plus, la chaux, étant beaucoup plus lente que le ciment à atteindre sa résistance maximale, pourrait avoir contribué à l'augmentation de résistance pour les échantillons de la deuxième phase. La résistance légèrement plus faible des échantillons du mur 4 (M4-1.1 à .3), qui ont été testés près de deux semaines avant les autres, semble confirmer la contribution tardive de la chaux. Cependant, comme mentionné à la Section 3.1.2, la résistance obtenue pour le mortier de la phase 1 demeure beaucoup plus faible que la valeur attendue.

Tableau 4.1 Résultats d'essais de compression sur les cubes de mortier

Spécimen mortier	Surface (mm²)	Force maximale (N)	Résistance à la compression (f_j) (MPa)	Durée de cure (jrs)
M2-1.1	2 609,66	23 707	9,08	50
M2-1.2	2 575,11	22 798	8,85	
M2-1.3	2 593,86	21 929	8,45	
M2-2.1	2 562,83	19 404	7,57	
M2-2.2	2 598,52	19 717	7,59	
M3-1.1	2 589,20	22 444	8,67	
M3-1.2	2 587,48	21 030	8,13	
M3-1.3	2 594,19	21 778	8,39	
M3-2.1	2 550,47	23 051	9,04	
M3-2.2	2 546,26	20 980	8,24	
M3-2.3	2 588,00	21 485	8,30	

Spécimen mortier	Surface (mm ²)	Force maximale (N)	Résistance à la compression (f_j) (MPa)	Durée de cure (jrs)
M4-1.1	2 578,44	17 929	6,95	35
M4-1.2	2 579,97	16 606	6,44	
M4-1.3	2 577,40	16 091	6,24	
Résistance moyenne à la compression (MPa)			8,00 ± 0,88	

4.2 Essais de caractérisation sur des murs de maçonnerie

Cette section présente les résultats des essais sur les spécimens de maçonnerie de pierre. Les essais ont été réalisés selon la norme ASTM E-519 (ASTM, 2015) pour la procédure de compression diagonale sur mur de maçonnerie. Les spécimens sont identifiés 1 à 3 correspondant aux murs M2 à M4

L'essai sur le premier montage a été réalisé en contrôle de force manuel sur une pompe hydraulique de façon à imposer un taux de chargement le plus faible possible. Selon les données mesurées durant l'essai, la force maximale atteinte était de 43,348 kN pour une durée de 450 secondes. Le taux de chargement était donc d'environ 0,1 kN/sec.

Les essais subséquents, sur le deuxième montage, ont été réalisés en contrôle de déplacement du vérin pour faciliter la prise de mesure une fois le point de rupture du mur atteint. La vitesse de chargement imposée était de 0,25 mm/min.

Le mode de rupture observé sur les trois murs testés était caractérisé par une fissuration en escalier le long des joints de mortier (Figure 4.1). Dans les trois essais, la fissuration se produisait de façon soudaine dès l'apparition de micro fissures dans le mortier. Pour l'essai sur le premier montage, la force requise pour fissurer le mur a causé un déplacement d'environ 15 mm de la section du mur rendu libre par la fissuration. L'ANNEXE XI présente les fissurations des autres murets après les essais de traction diagonale.

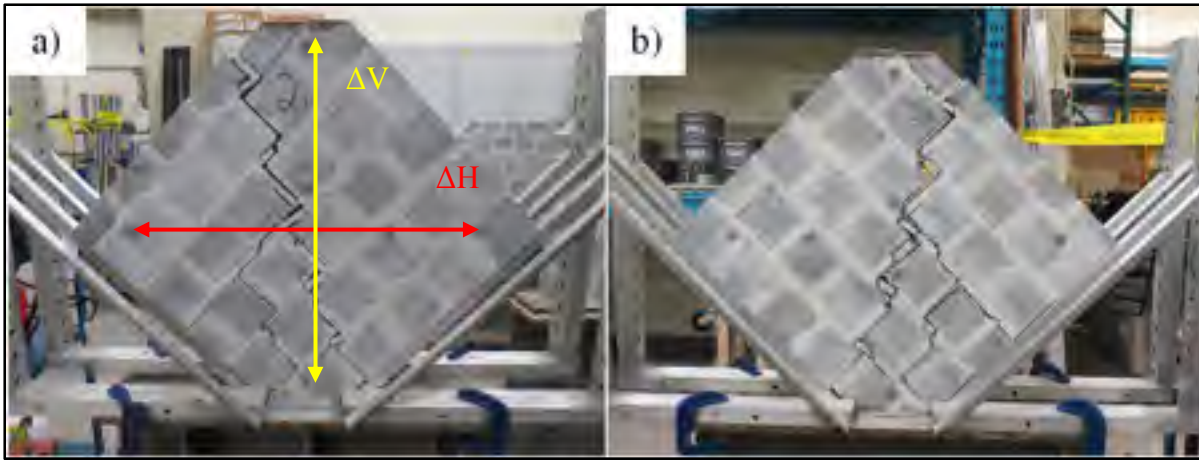


Figure 4.1 Mode de rupture en escalier des murets de maçonnerie :
a) face avant et b) face arrière

L'analyse des résultats a montré qu'un problème était survenu dans la prise de mesure des extensomètres. Les déplacements mesurés étaient 10 fois trop petits par rapport au déplacement total du vérin et donnaient un module d'élasticité en cisaillement beaucoup trop élevé par rapport aux résultats attendus. Il était donc nécessaire d'utiliser le déplacement total du vérin et le coefficient de poisson, calculé avec les résultats des extensomètres, pour estimer les déformations verticale et horizontale du mur. Ce problème d'extensomètres a pour effet l'obligation d'éliminer les résultats du mur testé sur le premier montage puisqu'il n'y avait aucune façon d'obtenir le déplacement du vérin avec précision.

La contrainte de traction diagonale (f_{td}) est calculée en utilisant l'équation (4.1) tiré de la norme ASTM E-519 (ASTM, 2015). Cette équation représente la projection à 45 degrés de la contrainte appliquée sur le spécimen.

$$f_{td} = \frac{(\cos 45^\circ)P}{A_n} = \frac{0,707P}{A_n}, A_n = \frac{(w+h)}{2} * t * n \quad (4.1)$$

Où P est la force maximale appliquée;

A_n est l'aire net du mur;

w, h et t sont la largeur, la hauteur et l'épaisseur du mur respectivement et

n est le pourcentage de l'aire brute du mur qui est solide exprimé en décimal. Dans ce cas ci, $n = 1$.

La déformation de cisaillement (γ) est calculée avec l'équation (4.2).

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (4.2)$$

Où ΔV est le rétrécissement vertical du mur (estimé avec le déplacement total du vérin) (en jaune sur la Figure 4.1);

ΔH est l'allongement horizontal du mur (calculé à partir du déplacement vertical du vérin et du coefficient de poisson calculé avec les jauges de déplacement) (en rouge sur la Figure 4.1);

g est la distance entre les surfaces de contact du mur.

La norme ASTM E-519 (ASTM, 2015) ne donne pas de recommandation spécifique sur quel point sur la courbe de contrainte-déformation en cisaillement à utiliser pour calculer le module d'élasticité en cisaillement (G_m). Milosevic et al. (2013) et G Magenes et al. (2010) proposent de calculer le module d'élasticité en cisaillement (G_m) au tiers de la contrainte maximale (33 % f_{td}).

Le Tableau 4.2 présente les résistances à la traction diagonale obtenues durant les essais et le module de cisaillement au tiers de la contrainte maximale. La résistance à la traction diagonale moyenne et le module de cisaillement moyen sont de 0,41 MPa et 487,17 MPa respectivement. Le module de cisaillement obtenu est environ 17 % du module d'élasticité E_m (2823 MPa, voir Tableau 3.3) ce qui correspond au ratio observé pour la maçonnerie de pierre (Kržan et al., 2015), soit 5 à 25 %. Il est à noter que Mazzon (2010) a observé un large étalement de valeurs rapportées dans la littérature pour la résistance à la traction diagonale de maçonnerie de pierre non armée obtenue par des essais de laboratoires. La résistance à la

traction diagonale variait entre 0,06 et 0,37 MPa et le module de cisaillement entre 79 et 837 MPa.

Tableau 4.2 Résistance à la traction diagonale et module de cisaillement des murets de maçonnerie

Muret	f_{td} (MPa)	$0,33f_{td}$ (MPa)	γ ($0,33f_{td}$)	G_m (MPa)
1(M2)	0,41	0,14	0,0263%	516,29
2(M3)	0,34	0,11	0,0249%	458,06
3(M4)	0,49	0,16	n/a	n/a
Moyen \pm Écart-type	0,41 \pm 0,08	0,14 \pm 0,03	0,0256% \pm 0,001%	487,17 \pm 9,6

CHAPITRE 5

APPLICATION À L'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE

Ce chapitre présente l'évaluation de la capacité d'un prototype de bâtiment en MNA de pierre traditionnelle en utilisant les résultats expérimentaux des chapitres précédents. La courbe de capacité obtenue est ensuite comparée aux courbes de capacité dérivées à partir de propriétés mécaniques tirées de la littérature par Abo El Ezz (2013). Puis, l'impact des propriétés mécaniques sur la vulnérabilité sismique est évalué en termes de pertes économiques.

5.1 Prototype de bâtiment utilisé pour les calculs

Le prototype de bâtiment utilisé pour faire le calcul de courbe de capacité est le même que celui utilisé par Abo El Ezz (2013) afin d'être en mesure de comparer les différents résultats. Il représente des bâtiments construits en maçonnerie de pierre sur deux étages qu'on retrouve essentiellement dans les secteurs du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec. Ces bâtiments construits entre les années 1760 et 1800 ont des murs de façade d'une épaisseur variant entre 0,4 et 0,6 m avec des percements pour fenêtres et portes distribués régulièrement sur les façades avant et arrière (Figure 5.1). Les murs coupe-feu latéraux sont de même épaisseur que celle du mur de façade. La hauteur d'un étage typique varie entre 2,7 et 3,3 m. Les façades et les murs coupe-feu latéraux servent à reprendre les charges verticales et latérales du bâtiment.



Figure 5.1 Prototype de bâtiment en maçonnerie de pierre à deux étages pour le calcul des courbes de capacité

La maçonnerie de pierre est composée de pierres calcaires avec des joints de mortier de chaux. Les ouvertures sont surmontées de linteaux en bois. Les planchers sont typiquement construits avec des solives de bois, ancrées aux murs avec des ancres métalliques. La Figure 5.2 montre les propriétés géométriques des murs de façade du bâtiment type utilisé pour réaliser les calculs de courbes de capacité.

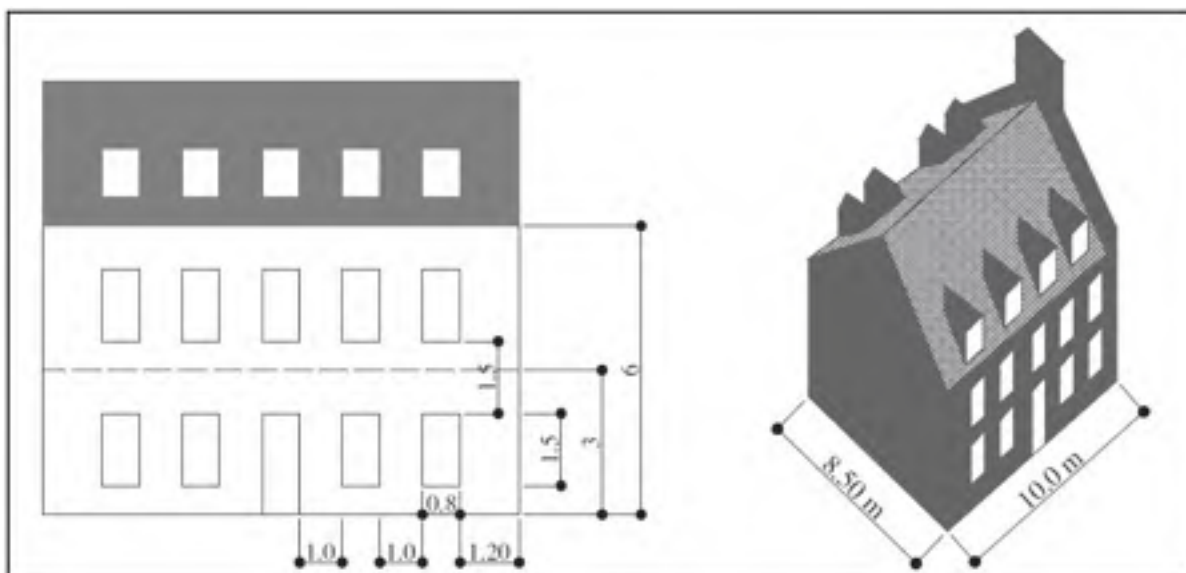


Figure 5.2 Propriété géométrique des murs de façade d'un bâtiment type à deux étages en maçonnerie de pierre (dimensions en mètres)

5.2 Courbes de capacité et évaluation de la vulnérabilité d'une structure

Les courbes de capacité d'une structure permettent de représenter la relation entre le déplacement subi par cette structure à différent niveau de force. Elles peuvent être utilisées pour estimer la demande en déplacement sismique qu'un bâtiment va subir selon une mesure donnée d'intensité de séisme.

Les courbes de capacité sont habituellement construites à partir d'une analyse dite « push-over » par laquelle on augmente graduellement le niveau de force appliqué sur le bâtiment jusqu'à ce qu'il atteigne un état de dommage correspondant à un effondrement. Ces analyses peuvent être réalisées sur des modèles mécaniques simplifiés du bâtiment soumis à une analyse dynamique non-linéaire. Il est aussi possible d'avoir recours à des modèles sophistiqués, éléments finis ou macro-éléments, et à des analyses dynamiques temporelles. Dans tous les cas, il est nécessaire de définir les différents degrés de dommages que peut atteindre un bâtiment lorsque la demande en déplacement augmente. Ces degrés de dommages D_{Si} sont définis par un paramètre d'ingénierie, en général le déplacement inter-étage θ , associé à un état d'endommagement. Pour la maçonnerie, ces états

d'endommagement correspondent à : la fissuration en flexion (θ_{DS1}), la fissuration en cisaillement (θ_{DS2}), la résistance maximale en cisaillement (θ_{DS3}), et la déformation ultime à une perte de 20 % de la résistance (θ_{DS4}) tel que montré à la Figure 5.3 (Nollet et al., 2017).

Pour les murs en maçonnerie non-armée, des essais en laboratoire de chargement cyclique statique sont généralement utilisés pour obtenir les valeurs de force latérale (ou cisaillement à la base) requises pour atteindre chacun de ces états d'endommagement (voir la Figure 5.3).

Connaissant les déplacements inter-étages θ_{DSi} associés à chaque degré de dommage DS_i , il est possible, pour simplifier les calculs, de faire une approximation de la courbe de capacité par un modèle mécanique bilinéaire (Lang, 2002) permettant de déterminer la relation entre le cisaillement à la base et le déplacement au toit du bâtiment.

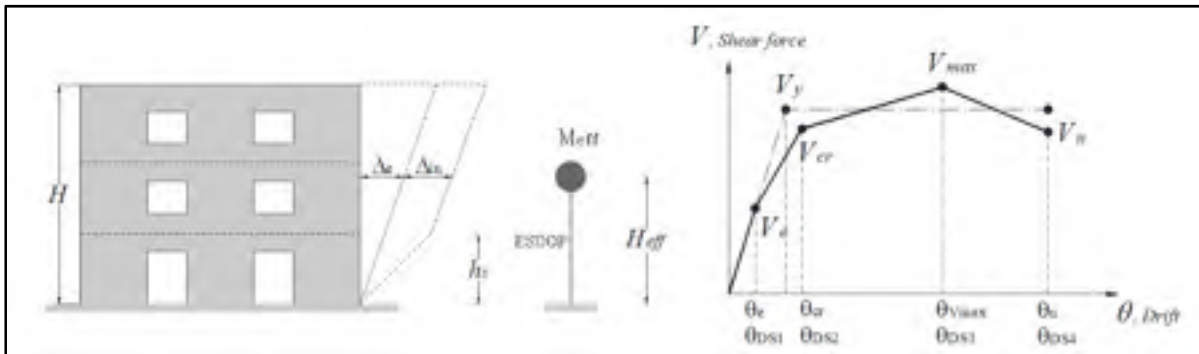


Figure 5.3 Courbe de capacité standard et modèle équivalent à 1 DDL

Le modèle mécanique bilinéaire permettant le calcul des courbes de capacité est le même que celui utilisé par Abo El Ezz (2013). Les déformations élastiques sont estimées à l'aide d'une fonction linéaire jusqu'à ce que le mur atteigne sa limite en cisaillement équivalent, V_y . Les déformations plastiques sont estimées parfaitement plastiques et concentrées au premier étage seulement. La rigidité effective de la zone élastique est déterminée à partir de la rigidité sécante à la limite de résistance du mur, V_y , de façon à ce que l'aire sous la courbe bilinéaire soit équivalente à celle sous la courbe expérimentale (Figure 5.3) (Tomazevic, 1999). La résistance au cisaillement à la base du bâtiment est calculée, dans une direction donnée, à

partir de la somme des résistances au cisaillement des murs (ou trumeaux) du premier étage dans cette direction (Figure 5.4 et équation (5.1)).

$$V_y = \sum_i^n V_{rtrumeau_i} \quad (5.1)$$

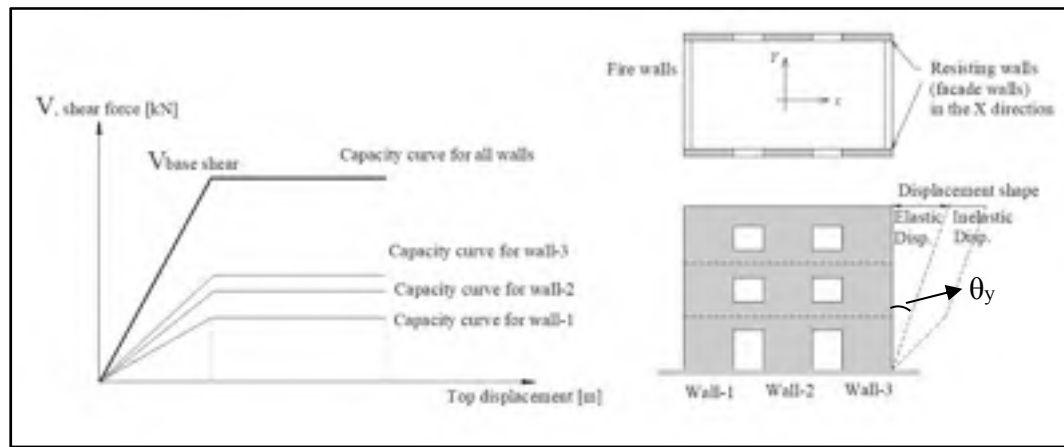


Figure 5.4 Modèle mécanique simplifié pour l'évaluation des courbes de capacité pour des bâtiments en maçonnerie de pierre

Les résistances au cisaillement des murs du premier étage sont évaluées à partir des deux modes de rupture attendues : la résistance au cisaillement correspondant au mode de rupture par écrasement au pied du mur, $V_{récras}$ (Équation(5.2)), et la résistance au cisaillement correspondant au mode de rupture en traction diagonale, V_{rtd} (Équation (5.3)). La résistance au cisaillement d'un trumeau ($V_{rtrumeau}$) devient le minimum entre le $V_{récras}$ et le V_{rtd} du trumeau (Équation (5.4)).

$$V_{récras} = \left(\frac{L^2 \times t \times \sigma_0}{h_p} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f'_m} \right) \quad (5.2)$$

$$V_{rtd} = \left(\frac{L \times t \times f'_{td}}{b} \right) \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f'_{td}}} \quad (5.3)$$

$$V_{rtrumeau} = \min(V_{rbal}, V_{rtd}) \quad (5.4)$$

- Où, L est la largeur du mur;
 t est son épaisseur;
 h_p est la hauteur des trumeaux entre les ouvertures;
 σ_0 est la contrainte axiale moyenne;
 f'_m est la résistance à la compression de la maçonnerie; et
 b est une constante dépendant du ratio hauteur/longueur (h_p/L), $b = 1,0$ pour $h_p/L \leq 1,0$, $b = 1,5$ pour $h_p/L \geq 1,5$, ou $b = h_p/L$ pour $1 < h_p/L < 1,5$.

Ces équations proposées par Guido Magenes et Calvi (1997) (équation (5.2)) et Turnsek et Cacovic (1970) (équation (5.3)) apparaissent légèrement différentes de celles recommandées par l'ASCE-41 pour le calcul de la résistance latérale d'un mur en MNA et présentées à la Section 1.3. En fait, l'équation pour le calcul de la traction diagonale de l'équation (5.3) est identique à l'équation (1.5) considérant que :

$$V_{ld} = f'_{ld} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{ld}}} \quad (1.5)$$

- l'aire nette (A_n dans l'équation (1.5)) est calculée par les dimensions du mur ($L * t$ dans l'équation (5.3)) $A_n = L * t$;
- le coefficient β (L/h_{eff}) (dans l'équation (1.5)) est l'inverse du coefficient b (h_p/L) (dans l'équation (5.3)) $\beta = \frac{1}{b}$;
- la hauteur effective du mur (h_{eff} dans l'équation (1.5)) représente la même hauteur de trumeau entre les ouvertures (h_p dans l'équation (5.3)) $h_{eff} = h_p$; et
- la contrainte axiale de compression du trumeau (f_a dans l'équation (1.5)) correspond à la contrainte axiale moyenne (σ_0 dans l'équation (5.3)) $f_a = \sigma_0$.

L'équation pour le calcul de l'écrasement au pied du mur de l'équation (5.2) n'a qu'une différence avec l'équation (1.4) dans la constante multipliant la résistance à la compression

de la maçonnerie (f'_m). Cette constante représente le bloc de compression équivalent à la distribution des contraintes de compression à la base du mur. Guido Magenes et Calvi (1997) ont utilisé un bloc de contrainte rectangulaire équivalent à 85 % de la résistance à la compression de la maçonnerie (f'_m). Tandis que l'ASCE (2014) utilise un bloc de contrainte équivalent à 70 % de la résistance à la compression de la maçonnerie (f'_m). Le reste des équations est identique considérant les correspondances établie pour l'équation (5.3) et considérant que :

$$V_{ecras} = (\alpha P_D + 0,5 P_W) \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0,7 f'_m} \right) \quad (1.4)$$

- $\alpha P_D + 0,5 P_W$ (dans l'équation (1.4)) représente la charge totale agissant sur le mur à partir de la mi-hauteur qui correspond à $L * t * \sigma_0$ (dans l'équation (5.3)) considérant que σ_0 est la contrainte axiale moyenne s'appliquant sur le mur.

La résistance en cisaillement d'un trumeau est donc définie par la géométrie et par les résistances mécaniques à la compression f'_m et à la traction diagonale f'_{td} de la maçonnerie. Le Tableau 5.1 donne les résistances en cisaillement selon les deux modes de rupture pour chacun des trumeaux du prototype selon les résultats expérimentaux de résistance à la compression ($f'_m = 33,2$ MPa) et à la traction diagonale ($f'_{td} = 0,4$ MPa). Le détail des calculs de courbes de capacité est présenté à l'ANNEXE XII.

Tableau 5.1 Résistance en cisaillement des trumeaux du prototype de bâtiment selon les résultats expérimentaux

Trumeau	L (m)	h _p (m)	t (m)	V _{récras} (kN)	V _{rtd} (kN)	V _{rtrumeau} (kN)
1	1,2	1,5	0,4	61,1	170,0	61,1
2	1,0	1,5	0,4	42,4	118,1	42,4
3	1,0	1,5	0,4	42,4	118,1	42,4
4	1,0	1,5	0,4	42,4	118,1	42,4
5	1,0	1,5	0,4	42,4	118,1	42,4
6	1,2	1,5	0,4	61,1	170,0	61,1
Résistance d'un mur de façade ($\sum V_{rtrumeau}$)						291,9
Résistance totale de la base ($V_y = 2 * \sum V_{rtrumeau}$)						583,8

Le mode de rupture par écrasement au pied du mur est le mode de rupture qui contrôle pour tous les trumeaux du prototype de bâtiment étant donné la faible contrainte axiale créée par le deuxième étage. Pour un bâtiment ayant un plus grand nombre d'étages, donc une charge axiale plus élevée, le mode de rupture par traction diagonale pourrait devenir le mode de rupture critique.

Maintenant que le cisaillement à la base du mur est estimé, il faut déterminer le déplacement au toit correspondant à ce cisaillement pour établir la courbe de capacité équivalente bilinéaire. En supposant que les déplacements élastiques sur toute la hauteur du bâtiment sont égaux au déplacement élastique du premier étage θ_y , le déplacement élastique au sommet du mur Δ_y (ou Δ_e sur la Figure 5.3) peut être calculé avec l'équation (5.5), avec la hauteur totale du bâtiment H.

$$\Delta_y = \theta_y \times H \quad (5.5)$$

Pour calculer le déplacement élastique du premier étage l'équation (5.6) est utilisée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_y = \frac{\Delta_{y, \text{trumeau}}}{h_p} \\ \Delta_{y, \text{trumeau}} = \frac{V_y}{K_{e, \text{trumeau}}} \\ K_{e, \text{trumeau}} = \frac{1}{\left(\frac{h_p^3}{12EI_{\text{eff}}} + \frac{vh_p}{GA_{\text{eff}}} \right)} \end{array} \right\} \theta_y = V_y \left(\frac{h_p^2}{12EI_{\text{eff}}} + \frac{v}{GA_{\text{eff}}} \right) \quad (5.6)$$

Où $K_{e, \text{trumeau}}$ est la rigidité élastique du trumeau pour la condition d'extrémité encastré-encastré;
 v est le coefficient de cisaillement égal à 1,2 pour les sections rectangulaires;
 EI_{eff} et GA_{eff} sont les rigidités effectives en flexion et en cisaillement respectivement.

Les rigidités effectives peuvent être estimées à la moitié des rigidités non-fissuré ($0,5EI$ et $0,5GA$) (Lang, 2002). La déformation ultime moyenne au sommet du mur Δ_u est estimée à partir de la limite de déformation moyenne de l'état de dommage complet (Abo El Ezz, 2013). Cette évaluation du déplacement élastique d'un trumeau repose donc en grande partie sur le module d'élasticité de la maçonnerie.

Par la suite, la relation cisaillement à la base - déplacement au toit est convertie en courbe de capacité standard définie par la relation d'accélération spectrale – déplacement spectral. Pour ce faire il faut appliquer la méthode de conversion d'un système à multiple degrés de liberté (MDDL) à un système équivalent à un degré de liberté (1 DDL), utilisée par Abo El Ezz (2013) selon les équations (5.7).

$$\begin{aligned}
S_d &= \frac{\Delta}{\Gamma} \\
S_a &= \frac{V}{m^* \times \Gamma} \\
m^* &= \sum m_i \times \varphi_i \\
\Gamma &= \frac{m^*}{\sum m_i \times \varphi_i^2}
\end{aligned} \tag{5.7}$$

Où S_d et S_a sont le déplacement spectral et l'accélération spectrale du MDDL respectivement;

Δ est le déplacement au toit pour la courbe de capacité du modèle équivalent à 1 DDL;

m^* est la masse équivalente du MDDL; m_i est la masse concentrée de chacun des planchers (la masse des murs est divisé entre les plancher supérieur et inférieur);

φ_i est le premier mode de déformation à chacun des planchers uniformisé pour que la déformation du toit $\varphi = 1,0$;

Γ est le facteur de participation modale qui contrôle la transformation entre les deux systèmes (MDDL à 1 DDL équivalent).

5.3 Calcul et comparaison de la courbe de capacité selon les résultats expérimentaux aux courbes de capacité théoriques d'Abo El Ezz (2013).

Les propriétés mécaniques utilisées par Abo El Ezz (2013) pour l'élaboration de ses courbes de capacité sont présentées, avec les résultats expérimentaux de la présente recherche, au Tableau 5.2. Abo El Ezz (2013) rapportent que ces données théoriques sont tirées de G Magenes et al. (2010); Mazzon (2010); Tomazevic (1999).

Tableau 5.2 Propriétés mécaniques utilisés pour l'élaboration des courbes de capacité théoriques (Abo El Ezz, 2013) et expérimentale

Cas	Résistance à la compression f'_m (MPa)	Résistance à la traction diagonale f'_{td} (MPa)	Module d'élasticité E_m (MPa)	Module de cisaillement G_m (MPa)
1	5,0	0,30	5500	1375
2	3,0	0,18	3300	825
3	2,0	0,12	2200	550
4	1,0	0,06	1100	275
5	1,0	0,03	1100	275
Exp	33,23	0,37	2823	487

La contrainte axiale (σ_0) a été estimée à 0,16MPa à partir d'une densité de pierre estimée à 22 kN/m³. Cette contrainte considère le poids propre de la moitié supérieure du mur et le poids des murs des étages supérieurs. Le poids du toit et des planchers, étant typiquement en bois, est négligeable par rapport à la contribution des murs de maçonnerie. Pour la conversion MMDL au système équivalent à 1 DDL, le facteur de participation modale $\Gamma = 1,26$ et la masse effective $m^* = 132$ tonnes. La Figure 5.5 présente la courbe de capacité obtenue avec les propriétés mécaniques expérimentales comparée aux courbes de capacité obtenues avec les propriétés mécaniques théoriques du Tableau 5.2.

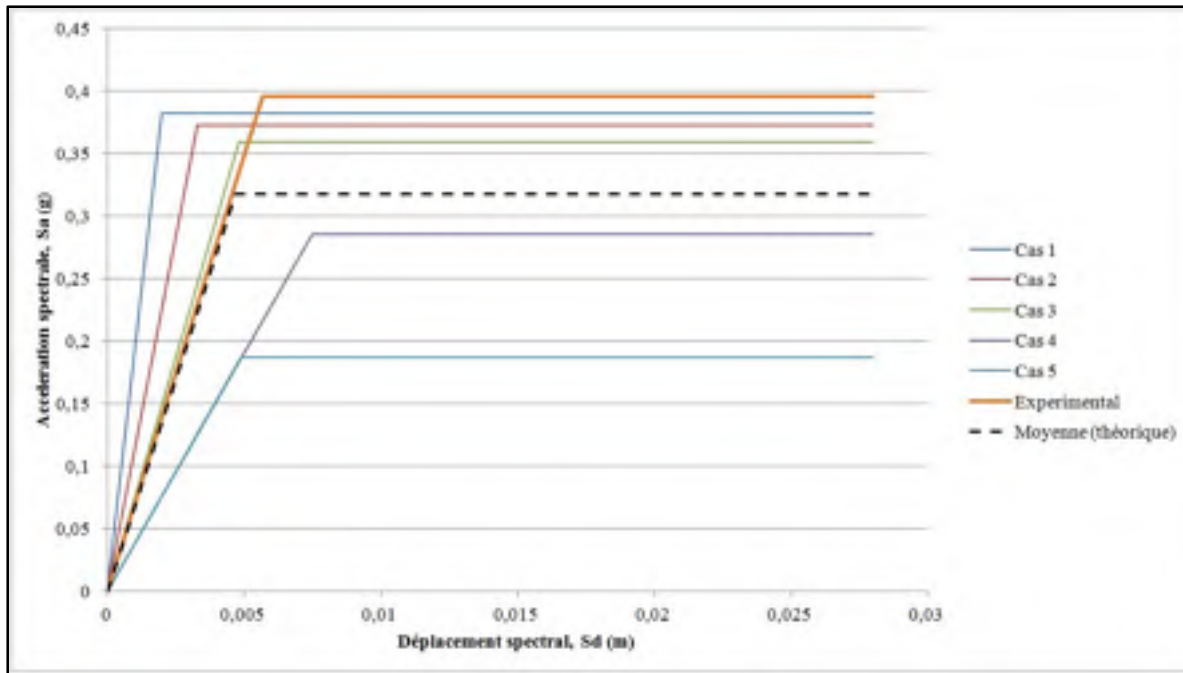


Figure 5.5 Comparaison courbes de capacité théoriques et expérimentale

La courbe de capacité basée sur les valeurs expérimentales présente une rigidité similaire à la rigidité moyenne des cas théoriques utilisés par Abo El Ezz (2013). Cependant, la limite de résistance du mur (S_{ay}) du modèle équivalent bilinéaire obtenu à partir des valeurs expérimentales donne 0,4 g, ce qui représente une limite de résistance 25 % plus élevée que celle obtenue à partir des valeurs théoriques ($S_{ay} = 0,32$ g).

5.4 Impact des propriétés mécaniques sur la vulnérabilité sismique d'un bâtiment en MNA

L'analyse de la vulnérabilité sismique se base sur les données de dommages provenant de rapports après séismes, d'opinions d'experts, de simulations de modèles structuraux ou d'une combinaison de ces sources (Coburn & Spence, 2003). La Figure 5.6a présente les courbes de fragilité sismique construites à partir de la limite de résistance du mur (S_{ay}) obtenue avec les valeurs théoriques et les propriétés géométriques du prototype de bâtiment défini à la section 5.1 (Abo El Ezz, 2013). La Figure 5.6b présente la courbe correspondante de vulnérabilité sismique à une mesure d'intensité $MI = S_a(0,3s)$. La mesure d'intensité définit

le mouvement sismique en termes d'accélération spectrale à une période particulière. Les courbes de fragilité sont développées en fonction des probabilités d'atteindre un certain niveau de dommage selon une mesure d'intensité. La courbe de vulnérabilité représente le facteur de dommage moyen (Mean Damage Factor, MDF) qui est la somme des probabilités de dommages aux différents niveaux de dommages selon leur facteur de dommages (DF_{dsi}) (Équation (5.8)) qui est défini par le ratio coût de réparation sur coût de remplacement.

$$MDF = \sum_{dsi=1}^4 P[DS_i | S_a(0,3s)] \times DF_{dsi} \quad (5.8)$$

Pour cette recherche, les facteurs de dommages DF_{dsi} ont été calibrés selon les données post séisme de Kircher et al. (1997) : 2 % pour dommage léger, 10 % pour dommage modéré, 50 % pour dommage élevé et 100 % pour dommage complet.

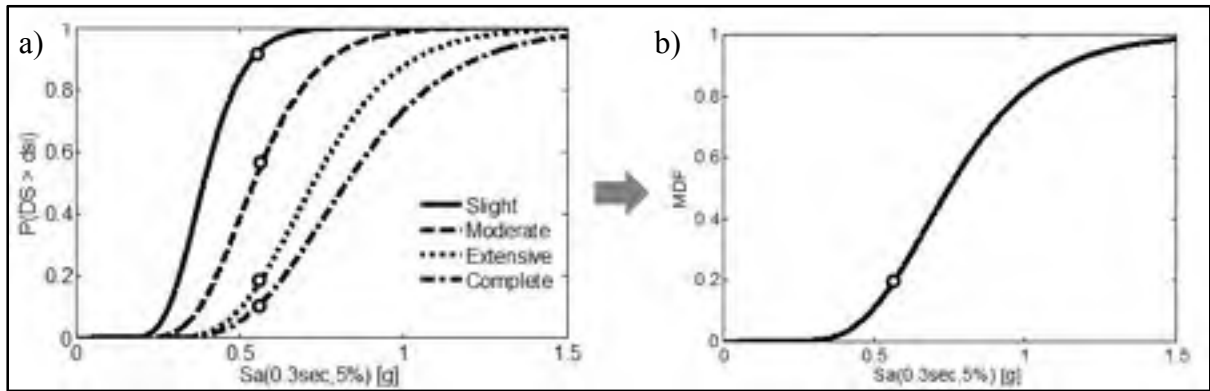


Figure 5.6 Analyse de la vulnérabilité : a) Courbes de fragilité sismique et
b) Courbe de vulnérabilité
Tirée de Abo El Ezz (2013)

La Figure 5.7a montre que lorsque le S_{ay} varie, les courbes de fragilité varient elles aussi (Abo El Ezz, 2013).

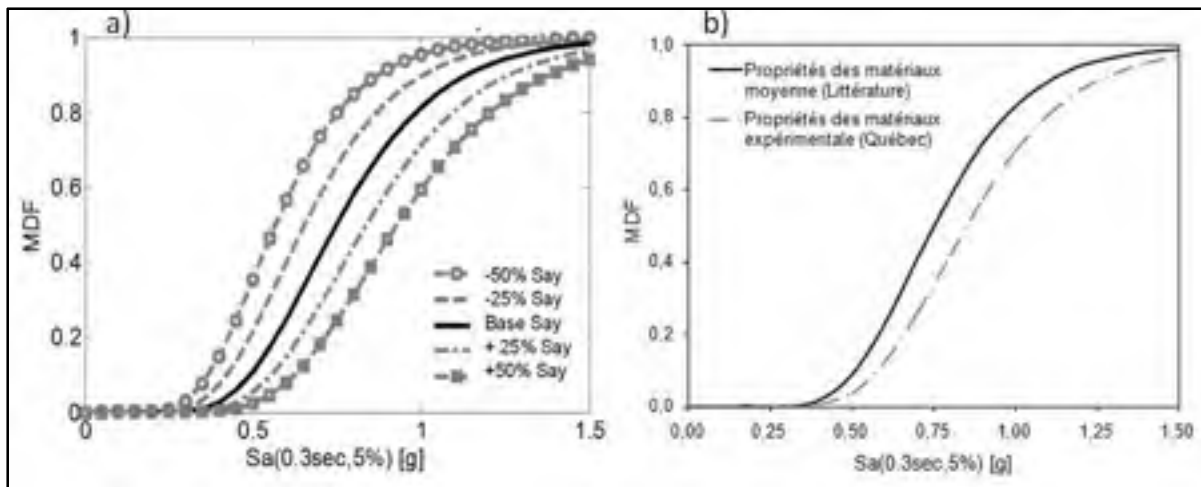


Figure 5.7 a) Variation de courbes de vulnérabilité en fonction de la variation de Say et b) Courbe de vulnérabilité selon les propriétés mécanique de la littérature et celles obtenues expérimentalement
(a) Tirée de Abo El Ezz (2013) et (b) Tirée de Nollet et al. (2017)

Pour être en mesure de quantifier l'impact de l'augmentation de 25 % du S_a observée avec les résultats expérimentaux, il est nécessaire de définir les courbes de fragilité à partir des propriétés mécaniques théoriques (Figure 5.6b) et expérimentales. La courbe de fragilité est établie en superposant la courbe de capacité à un spectre de réponse sismique représentant un séisme. L'interception de la courbe de capacité et du spectre de réponse amorti, pour tenir compte de la réponse inélastique de la structure, détermine le point de performance donné par une mesure d'intensité du séisme (ex. $S_a(0.3s)$) et le déplacement (S_d). Le déplacement du point de performance est ensuite comparé aux déplacements seuils associés aux différents degrés de dommages pour établir quel degré de dommage est atteint par la structure pour l'intensité sismique considérée. Ainsi, la courbe de vulnérabilité dépend à la fois de la courbe de capacité et des déplacements seuils définissant les divers degrés de dommages. Il a été démontré que les propriétés mécaniques ont un impact sur la courbe de fragilité et puisque la définition des déplacements seuils des degrés de dommages est généralement établie par des essais cycliques, les propriétés mécaniques ont aussi un impact sur les déplacements seuils. Les valeurs des déplacements seuils requis pour le développement des courbes de fragilité n'étant pas disponible de façon expérimentale, les valeurs ont été tirées de la littérature (Abo-El-Ezz et al., 2013) afin de définir le déplacement médian et l'écart-type de la courbe de

fragilité. Par contre, la dispersion des seuils de dommages D3 et D4 a été augmentée (Abo-El-ezz et al., 2014). Les courbes de fragilité sont ensuite converties en courbes de vulnérabilité.

La Figure 5.7b montre les courbes de vulnérabilité sismique pour un prototype de bâtiment en MNA de pierre selon les propriétés des matériaux expérimentales et celles tirées de la littérature. La réduction de 25% du S_a donne une réduction du facteur moyen de dommages de 51 %, 42 % et 34 % pour les accélérations spectrales $(S_{a0,3s}) = 0,4 \text{ g}$, $0,5 \text{ g}$ et $0,6 \text{ g}$ respectivement.

La sensibilité du facteur moyen de dommages à la variation des propriétés mécaniques f'_m et f'_{td} s'explique par leur rôle primordial dans le calcul de la limite de résistance des bâtiments. L'augmentation de la limite de résistance diminue la demande en déplacement et cette réduction se traduit directement en une probabilité de dommages plus faible. Ces résultats démontrent qu'il est important de connaître les propriétés mécaniques spécifiques à la maçonnerie étudiée. Dans l'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment particulier, elles permettent d'obtenir des valeurs fiables sur lesquelles basées nos décisions. Dans l'évaluation de la vulnérabilité de plusieurs bâtiments, des propriétés mécaniques représentatives du groupe de bâtiments étudiés permettent de ne pas trop surestimer ou sous-estimer les niveaux de dommage subi par les bâtiments.

CONCLUSION

L'objectif principal de cette recherche était de caractériser les propriétés mécaniques d'assemblages de maçonnerie de pierre calcaire et de mortier de ciment et de chaux, utilisés traditionnellement dans les bâtiments patrimoniaux de l'Est du Canada.

La revue de littérature, présentée au chapitre 1, a permis d'identifier les modes de ruptures typiques de la MNA de pierre sous charge sismique. Les principaux modes de rupture observés sont la rupture en traction diagonale et la rupture hors plan d'une partie ou du mur complet. L'étude des méthodes de calcul de la résistance latérale et des normes internationales ont permis de fixer les propriétés mécaniques à caractériser durant la recherche et les normes sur lesquelles baser les essais de notre programme expérimental. Finalement, les documents de projets de réhabilitation et la consultation avec un maçon ont permis de déterminer la géométrie de mur à étudier et les matériaux de base servant à la construction des spécimens. Les matériaux utilisés dans le mélange de mortier sont du ciment Portland blanc de Federal White Cement, de la chaux dolomitique à air entraîné à haute plasticité de Graymont et du sable sec de Bomix avec les proportions volumique 1 :2 :8. La pierre utilisée est de la pierre calcaire de type St-Marc taillée en cube de 4 pouces de côté de la carrière Ducharme.

Le programme expérimental du projet de recherche présenté au chapitre 2 a été réalisé en deux phases. La première phase servait à caractériser les composantes de la maçonnerie, pierre et mortier, et des spécimens de maçonnerie afin d'obtenir leur résistance à la compression, au cisaillement des joints et à la flexion d'un joint. La deuxième phase visait à déterminer la résistance à la traction diagonale d'un petit mur de maçonnerie.

Pour les essais sur les composantes de la maçonnerie, un total de 19 cubes de mortier (5 pour la première phase et 14 pour la deuxième phase) et 3 unités de pierre ont été sélectionnés pour déterminer leur résistance à la compression. Pour les essais de la première phase, 23 spécimens de maçonnerie ont été construits pour déterminer la résistance à la compression

(6 spécimens à trois unités), la résistance au cisaillement des joints (12 spécimens à trois unités) et la résistance à la flexion d'un joint (5 spécimens à deux unités) de la maçonnerie. Pour les essais de la deuxième phase, quatre murets de maçonnerie de 618 mm par 618 mm de côté et 100 mm d'épaisseur ont été construits pour déterminer la résistance à la traction diagonale de la maçonnerie.

Les montages expérimentaux ont été conçus en fonction des normes disponibles pour chacun des essais réalisés durant la recherche. Les montages développés pour les essais de la première phase permettent de mesurer les déformations subies par le spécimen durant les essais tout en étant adaptables à différentes formes de spécimens. Deux montages ont été utilisés pour mesurer la résistance à la traction diagonale des spécimens. Cependant des modifications ont dû être apportées au premier montage afin de proposer un deuxième montage offrant une plus grande précision au niveau des déformations après la rupture initiale.

Les essais réalisés dans la première phase expérimentale ont permis d'obtenir des résistances à la compression moyennes des composantes de la maçonnerie de 101 ± 13 MPa pour les unités de pierre et de $3,3 \pm 0,2$ MPa pour les échantillons de mortier. Le mode de fissuration observé était typique d'un essai en compression confiné aux extrémités par des plaques non lubrifiées, c'est-à-dire, en forme de sablier. Les spécimens de maçonnerie ont une résistance à la compression moyenne de $33,2 \pm 3,2$ MPa avec un module d'élasticité moyen de $2\,823 \pm 186$ MPa. La fissuration des spécimens était concentrée dans le bloc central avec quelques fissures dans un des blocs d'extrémité. Les essais de résistance au cisaillement des joints ont donné une cohésion de 0,56 MPa avec un coefficient de friction de 0,85. La rupture s'est produite à l'interface mortier/pierre pour tous les spécimens. La résistance à la flexion moyenne des joints de mortier est de $0,23 \pm 0,03$ MPa.

Les essais réalisés dans la deuxième phase expérimentale ont permis d'évaluer la résistance à la traction diagonale sur 3 spécimens. Le mortier utilisé dans cette deuxième phase, bien que de même composition que celui de la phase 1, a montré une résistance à la compression

moyenne supérieure, égale à $8,0 \pm 0,9$ MPa. Cet écart est probablement dû à un temps de mûrissement à l'air plus long que pour les échantillons de la phase 1. La chaux présente dans le mortier ayant une cure plus lente que celle du ciment, le temps de mûrissement plus long pourrait avoir contribué à l'augmentation de la résistance. Les essais de résistance à la traction diagonale ont été réalisés sur deux montages différents. Un problème d'extensomètre a rendu les valeurs recueillies sur le premier montage impossible à utiliser pour les calculs de module de cisaillement. La résistance à la traction diagonale moyenne des murets est de $0,41 \pm 0,08$ MPa (3 murets) avec un module de cisaillement de 487 ± 10 MPa (2 murets).

Le dernier chapitre utilise les résultats des deux phases expérimentales pour définir la courbe de capacité d'un bâtiment typique du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal, de deux étages avec des murs de maçonnerie en pierre calcaire. La courbe de capacité obtenue a été comparée aux courbes de capacité dérivées de propriétés mécaniques tirées de la littérature par Abo El Ezz (2013). L'analyse montre que la rigidité globale est similaire, mais la résistance totale exprimée sous forme d'accélération spectrale élastique d'un modèle équivalent à 1 DDL est plus élevée de 25 %. Cet écart résulte en une diminution du facteur moyen de dommages de l'ordre de 51 %, 42 % et 34 % pour les accélérations spectrales ($S_{a0,3s}$) = 0,4 g, 0,5 g et 0,6 g respectivement.

Les propriétés mécaniques f'_m et f'_{td} sont au cœur de la définition de la vulnérabilité. La variation de ces propriétés a donc un impact direct sur les courbes de fragilité et de vulnérabilité d'un bâtiment. Il est donc important de s'assurer de l'exactitude de ces propriétés afin d'obtenir des valeurs de résistance latérales fiables sur lesquelles basées nos décisions de réhabilitation.

Cette recherche est un premier pas vers la caractérisation de la maçonnerie de pierre dans l'est du Canada. Les spécimens étudiés ont été construits en laboratoire à l'aide de matériaux neufs et ne représentent pas exactement la condition de la maçonnerie de pierre existante des bâtiments patrimoniaux. De plus, les murets construits pour les essais de traction diagonale n'avaient qu'une paroi contrairement aux murs traditionnels à parois triples. Cependant, ce

projet de recherche a permis d'établir des méthodes d'essais respectant les normes Nord-Américaines pour les essais sur la maçonnerie de pierre et mettre en évidence l'importance qu'il faut accorder aux propriétés mécaniques de la MNA pour l'évaluation de la résistance latérale de murs et de bâtiments.

RECOMMANDATIONS

Ce projet de recherche a permis de caractériser les propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierre non armée construite avec de la pierre calcaire de type St-Marc et d'un mortier de ciment chaux (1 :2 :8). Les connaissances actuelles au sujet des propriétés mécaniques de la MNA de pierre traditionnelle au Québec rend difficile l'évaluation sismique des bâtiments patrimoniaux. Pour permettre une prédiction plus fiable de leur résistance sismique, il convient :

- a) de tester des assemblages de MNA construits à partir d'autres types de pierre communément utilisé dans les constructions de MNA traditionnelle tel que le grès, la pierre calcaire Dorchester ou la pierre calcaire Miramichi;
- b) de tester des assemblages de MNA construits avec des mortiers de chaux à 100 % ou à propriétés variables pour mieux simuler la dégradation des mortiers sur les bâtiments existants. Il serait aussi souhaitable de confirmer le gain de résistance possible (à l'air) après le 28 jours de cure à l'eau pour les mortiers de ciment et de chaux;
- c) de tester des murets à parois multiples, double et triple, avec différents matériaux de remplissage tel que du gravats ou du coulis;
- d) d'appliquer les résultats de capacité à une étude de risque sismique en milieu urbain;
- e) de mesurer les autres propriétés mécaniques de la pierre calcaire de type St-Marc (absorption, porosité et densité).

ANNEXE I

LISTE DES DOCUMENTS FOURNIS PAR FGMDA POUR CONSULTATION

Projet : Bloc Ouest Parliament Hill, Ottawa, Ontario

Client : Travaux publics et Services gouvernementaux Canada

Documents par ARCOP/Fournier, Gersovitz, Moss architectes en coentreprise.

- Envelope Investigation and Assesment Report, décembre 2005;
- MortarTesting Report, août 2007;
- Stone Testing Report, août 2007;
- Modeling and Monitoring of Mass Masonry Wall assembly, avril 2012.

Projet : Fort Frederick Royal Military College, Kingston, Ontario

Client : Ministère de la Défense nationale

Documents par FGMDA, Jokinen and OjdrovicEngineers en coentreprise.

- Restoration of Fort Frederick Royal Military College, mars 2014.

Projet : St. George's Anglican Church, Montréal

Client : St. George's Anglican Parish

Documents par FGMDA.

- Plans et devis émis pour construction pour la Restauration de la maçonnerie du portico de l'entrée principale, août 2011;
- Photos;
- Rapport par Groupe Qualitas;
- Résultats de test de mortier (2009-2012).

Projet : Rideau Hall, AileMappin, Ottawa, Ontario

Client : Commission de la capitale nationale

- Material Characterization of Mortar Specimens from Rideau Hall, NRC, avril 2007;
- Mortar Compressive Strength Report, Golder Associates, 2006-2007;
- Testing of 4 Limestones, (Existing stone, Champlain Categories A & B and St-Marc), août 2006;
- Photos et autre documentation in-situ.

Projet : École F.A.C.E., Montréal

Client : Commission scolaire de Montréal

Documents par FGMDA

- Plans et devis émis pour construction pour la Réfection de la maçonnerie, Phase 2, août 2011;
- Photos et autre documentation in-situ;
- Rapports par Qualitas ou Edison Coatings;
- Essais in-situ sur le nouveau mortier utilisé durant la réfection (2011-2012).


Tableau-A I-1 Documents électroniques transférés par FGMDA

Nom de fichier FGMDA	Titre du rapport
St. George's Anglican Church	
351-DessinsStruct_red.pdf	Plans de structure
351-Essais_mortier.pdf	Qualitas – Mortier de ciment/Essais de résistance à la compression CSA-A2004-C2
351-ExtraitDessinsArch.pdf	Plans d'architecture
351-ExtraitDevis.pdf	Restauration de la maçonnerie du portico de l'entrée principale/Mortier et coulis traditionnels

Nom de fichier FGMDA	Titre du rapport
West Bloc Parliament Hill, Ottawa	
532_EAIR_Apx08-Quarry.pdf	QuarryVisits, May 2006
532_EIAR_APx11_MortarTesting.pdf	MortarTesting Report, August 2007
IRC_DraftMortarTestingReport_160807.pdf	Mortar Testing Report, August 2007 (with full tables)
532_Extract_120424_MMMMWA.pdf	Modeling and monitoring of mass masonry wall assemblies, April 2012
532_Extract_EIAR_Apx01_CondSurvey.pdf	Condition Survey Record 1994-1995-1996
532_Extract_EIAR_Apx02_MasInspec.pdf	Masonry Surface Inspection Record Part 1
532_Extract_EIAR_Apx10_StoneTesting.pdf	Stone testing program evaluation of BRE Test results, December 2006

ANNEXE II

FICHES TECHNIQUES DES MATÉRIAUX DE BASE



Fiche technique
#20.02, Sable sec, 0615, page #1

Sable sec

1-Description du produit

Le sable sec est un sable naturel commun, séché et tamisé. Il est idéal en sous-couche pour patios, trottoirs ou dans les plates-bandes. Puisqu'il est séché, il ne gèle pas en hiver et peut donc être utilisé comme anti-dérapant ou comme poids dans la voiture.

2-Spécifications techniques

Couleur: Brun

Densité: 1600 -1650 kg/m³ (100 - 103 lb/pi³)

Rendement: Un sac de 30 kg (66 lb) a un rendement d'environ 0,018 m³ (0,65 pi³).

Analyse granulométrique

Tamis (mm)	% passant
2,5	100
1,25	85 - 95
0,630	70 - 86
0,315	50 - 65
0,160	15 - 25
0,080	0 - 3

3. Emballage

Ce produit est disponible en sac de 20 et 30 kg (44 et 66 lb)

4. Premiers soins


En cas d'éclaboussure dans les yeux, rincer à grande eau pendant un minimum de 15 minutes.

5. Services techniques

Contacter Daubois pour de plus amples informations sur les méthodes ou conditions d'application ainsi que pour obtenir la plus récente version des documents techniques.

Tél: 1-800-561-2664, (514) 328-1253
Fax: (514) 328-7694

Daubois inc
6155, boul. des Grandes Prairies
Saint-Léonard, Qc H1P 1A5
Canada
<http://www.daubois.com>



Daubois® est une marque de commerce

1

Figure-A II-1 Fiche technique du Sable Sec de Bomix
Tirée de Bomix (2017)

Technical Data Sheet

CAN/CSA-A3001 | TYPE GU



PRODUCT NAME:
White Portland Cement:
Federal White Type GU
(Formerly Type 10)
CSA Designation A3001

SOG

MANUFACTURER:
Federal White Cement
P.O. Box 1609
Woodstock, Ontario
Canada
N4S 0A8

Phone: 800-265-1806
Phone: 519-485-5410
Fax: 519-485-5892

BASIC USE:
Federal White Cement can be used for all types of architectural or structural concrete construction where a whiter or brighter color may be needed for aesthetic or safety reasons. Such application as pre-cast panels and systems, cast-in-place masonry units, bit-up panel systems, roofing tiles, terrazzo floors, highway median barriers, big grub, swimming pools, stucco, colored masonry products, cement paints and coatings and ornamental precast concrete items lend themselves to using Federal White Cement. Federal White Cement may also be used to satisfy low alkali requirements.

TECHNICAL DATA:
Federal White Portland Cement is manufactured to conform to all current requirements of CSA Designation CAN/CSA-A3001.

See table for physical properties.

DESCRIPTION:
Federal White Type 1 Cement is a true portland cement manufactured with selected raw materials to insure negligible amounts of iron and manganese oxides so as not to produce the gray color of normal portland cement.

INSTALLATION:
Architect should approve the color and surface texture of samples submitted by the contractor or pre-caster.

Contact Federal White Cement for further information or assistance.

MAINTENANCE:
Concrete and other products manufactured with Federal White Cement should require no additional maintenance if designed and constructed following proper and accepted procedures.

WARRANTY:
Federal White Type 1 Portland Cement complies with the current CAN/CSA-A3001. Federal White Cement makes no guarantee or warranty, expressed or implied, including, without limitation, warranties of fitness or merchantability with respect to this product.

AVAILABILITY AND COST:
Federal White Cement can be shipped to most destinations in the United States and Canada from our manufacturing plant or terminal. Cement shipments can be made by rail or truck in bags or in bulk, by tonne.

The price, F.O.B. destination, of Federal White Cement will be furnished by the manufacturer upon request.

TECHNICAL SERVICES:
Technical service, consultation, and additional product information are available by contacting Federal White Cement.

PHYSICAL PROPERTY	FEDERAL WHITE Typical Type GU	CAN/CSA-A3001 Specification Type GU
Fineness:		
Specific Surface (sq. m / kg)	400	--
Minimum Passing 45µ sieve	92	72
Setting Time - Vicat Minutes	120	
Minimum		45
Maximum		360
Air Content %	8	--
Compressive Strength, MPa		
1 day	13.8	--
3 day	26.9	12.5 minimum
7 day	33.1	18.0 minimum
28 day	44.8	26.5 minimum

Figure-A II-2 Fiche technique du ciment Portland blanc de Federal White Cement
Tirée de FederalWhiteCement (2017)

Air-Entraining **BONDCRETE™** Mason's Lime

Description

Air-entraining BONDCRETE™ Mason's Lime is a finely ground, white, high-purity stonemill lime, pre-moisture hydrated for immediate use. When properly combined with portland cement and sand, it creates a lime mortar having superior performance and ageless durability.

BONDCRETE™ Mason's Lime is specially formulated to develop high plasticity and excellent water retention. The formulation permits a controlled volume of minute air bubbles to mix with the mortar. This entrained air goes completely through the mix and takes the water with it. The result is a deeply penetrating mortar that handles easily and contributes to better masonry construction at lower cost. Air-entraining BONDCRETE™ Lime complies with ASTM C207, Type SA. Available in durable 3-ply, weather-resistant 50-lb. bags.

Uses

Recommended for all Type M, S, N and O cement-lime mortar (ASTM C270) applications in exterior and interior masonry walls.

Advantages

High Plasticity
Provides a highly workable mortar with excellent spread under light trowel pressure and uniform adherence to masonry units. Carries more sand than most masonry cements or mortar cements for better yield without sacrificing workability.

Excellent Water Retentivity
Increases workability and bonding characteristics, reduces segregation of materials, requires less retempering of mortar during use. BONDCRETE™ Mason's Lime mortar resists suction, even from dry masonry, leaves ample time to strike joints. Makes a mortar particularly suited for hot-weather construction.

Enhanced Strength
Achieves optimum balance between workability and bond strength, produces durable construction and low water-cement ratio recommendations. A mortar with this economy is superior to most other mortars with water-cement ratio.

Weather Resistance
Chalk-resistant, uniform texture, resists water penetration, is permeable to moisture vapor, and is resistant to scaling, scaling, and cracking. Bonds to old masonry and is a superior finish for new masonry.

GRAYMONT DOLIME (OH) INC.

Building Lime Products

Technical Data

ASTM C270 Specifications

	Physical Properties	Proportions by Volume
M	2500 75 1	2.8 to 3.34
S	1800 75 1	3.4 to 4.0
N	750 75 1	3.4 to 6.34
O	350 75 1	5.1 to 10.0

NOTES: (1) Hydrated Cement - To comply with ASTM C150, Type 1 & II.
(2) Portland Hydraulic Cement - To comply with ASTM C290, Type 1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100.
(3) Lime - To comply with ASTM C207 (Hydrated Type SA).
(4) Sand Aggregate - To comply with ASTM C144.

Average Test Results

Mortar Properties	Air-Entraining BONDCRETE™ Mason's Lime
S	1 1/2 8 10 4267 4973 87
N	1 1 8 2067 2550 98
O	1 2 8 556 774 90

NOTES: (1) Cement Mason's Lime, and (2) 1/2, 1, 1 1/2, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100.
(3) 1/2, 1, 1 1/2, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100.

GRAYMONT DOLIME (OH) INC.
P.O. Box 58
Graymont, OH 44834
Phone: (419) 478-8000
Fax: (419) 478-8001

Figure-A II-3 Fiche technique de la chaux de Graymont Dolime (OH) (p.1 de 2)
Tirée de Graymont (2017)

Tirée de Graymont (2017)

ANNEXE III

CONSTRUCTION DES SPÉCIMENS DE LA PREMIÈRE PHASE



Figure-A III-1 Construction des spécimens de la première phase



Figure-A III-2 Cure des spécimens de la première phase

ANNEXE IV

FISSURATION ET MODE DE RUPTURE DES TROIS ESSAIS EN COMPRESSION SUR LES UNITÉS DE PIERRE



Figure-A IV-1 Mode de rupture et dégarbissage du premier bloc



Figure-A IV-2 Mode de rupture et dégarbissage du deuxième bloc



Figure-A IV-3 Mode de rupture et dégarissage du troisième bloc

ANNEXE V

FISSURATION ET MODE DE RUPTURE DES ESSAIS EN COMPRESSION SUR LES ÉCHANTILLONS DE MORTIERS



Figure-A V-1 Mode de rupture des échantillons de mortier du premier mélange
du mur numéro 2



Figure-A V-2 Mode de rupture des échantillons de mortier du deuxième mélange
du mur numéro 2



Figure-A V-3 Mode de rupture des échantillons de mortier du premier mélange
du mur numéro 3



Figure-A V-4 Mode de rupture des échantillons de mortier du deuxième mélange
du mur numéro 3



Figure-A V-5 Mode de rupture des échantillons de mortier du premier mélange
du mur numéro 4

ANNEXE VI

FISSURATION ET MODES DE RUPTURE DES ESSAIS EN COMPRESSION SUR LES SPÉCIMENS DE MAÇONNERIE



Figure-A VI-1 Fissuration des quatre faces du spécimen COMP-M

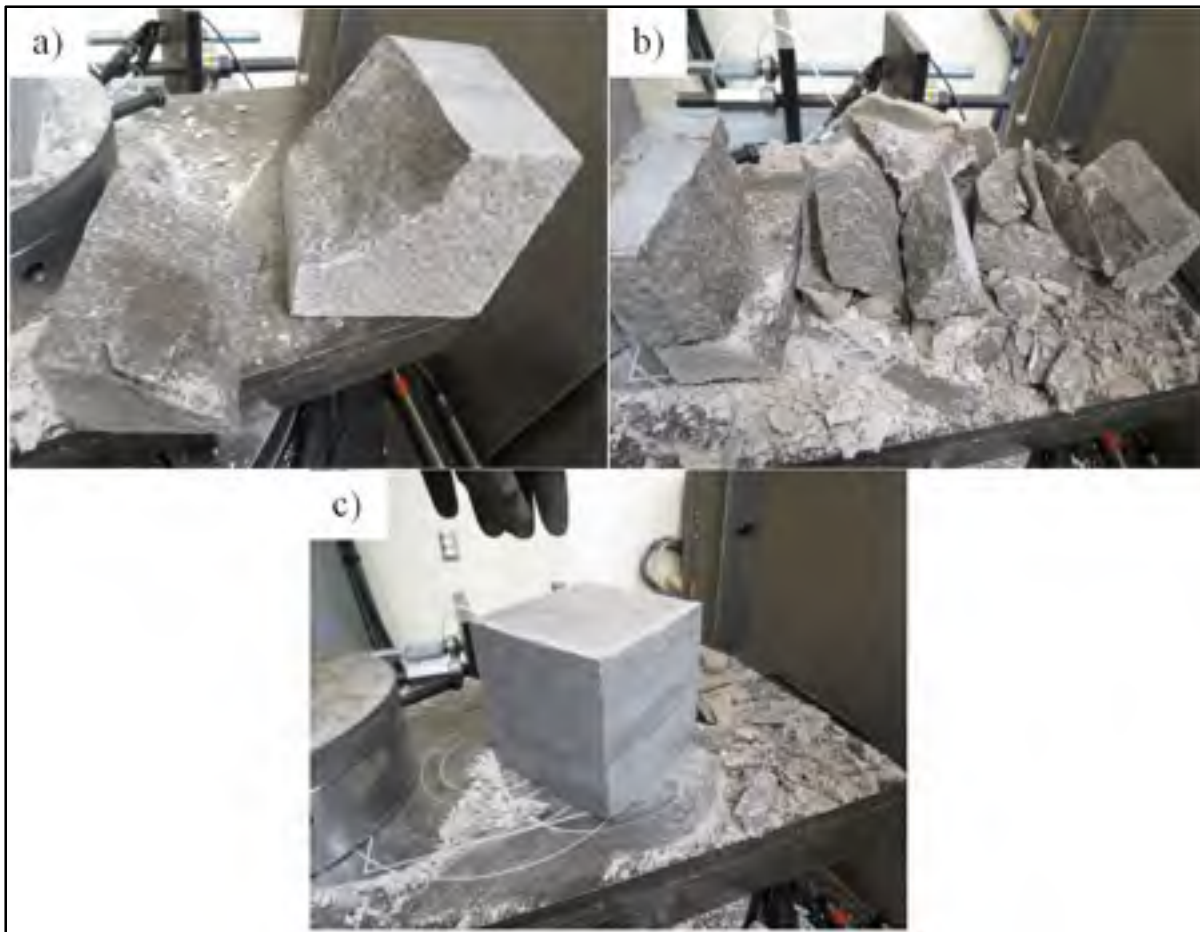


Figure-A VI-2 Dégarnissage des blocs du spécimen COMP-M : a) bloc supérieur,
b) bloc du milieu et c) bloc inférieur



Figure-A VI-3 Fissuration des quatre faces du spécimen COMP-1

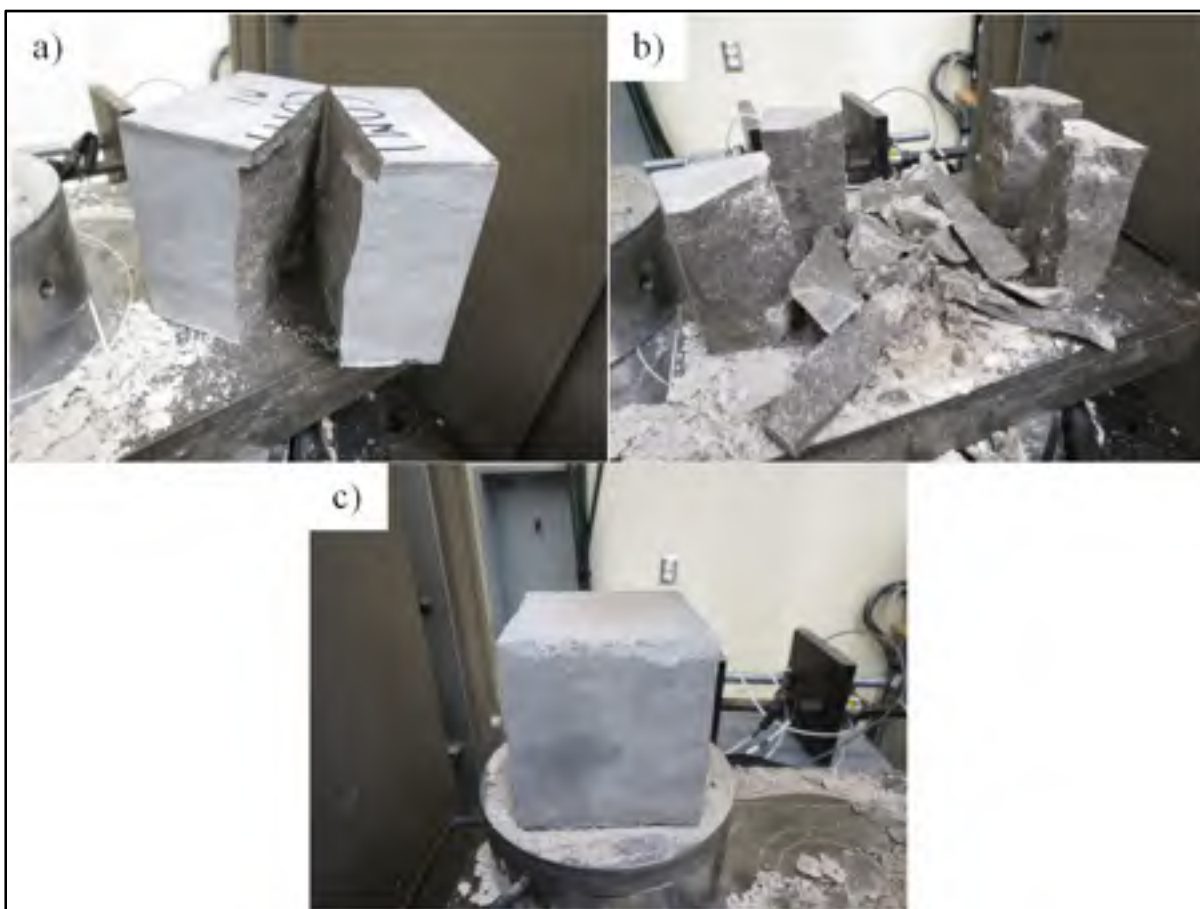


Figure-A VI-4 Dégarnissage des blocs du spécimen COMP-1 : a) bloc supérieur, b) bloc du milieu et c) bloc inférieur



Figure-A VI-5 Fissuration des quatre faces du spécimen COMP-2

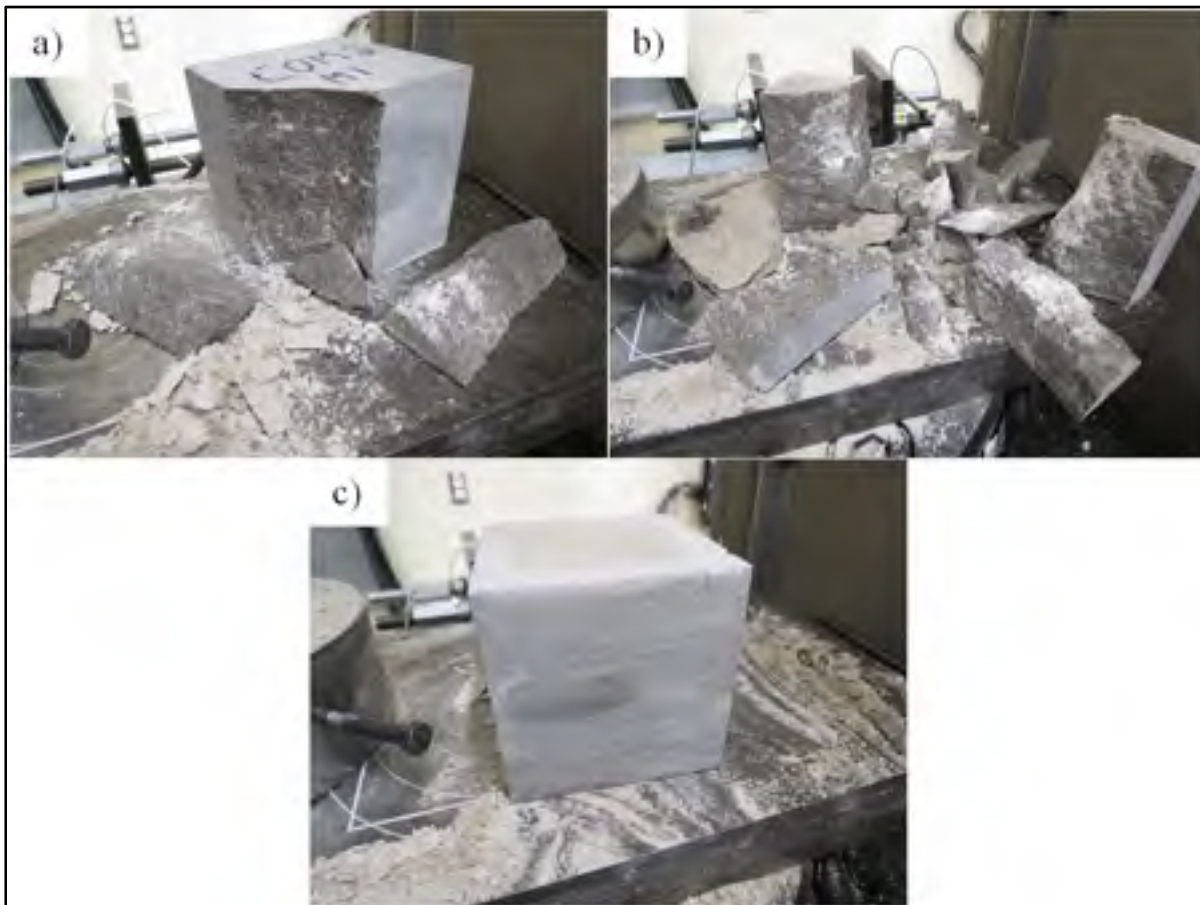


Figure-A VI-6 Dégarnissage des blocs du spécimen COMP-2 : a) bloc supérieur, b) bloc du milieu et c) bloc inférieur



Figure-A VI-7 Fissuration des quatre faces du spécimen COMP-3

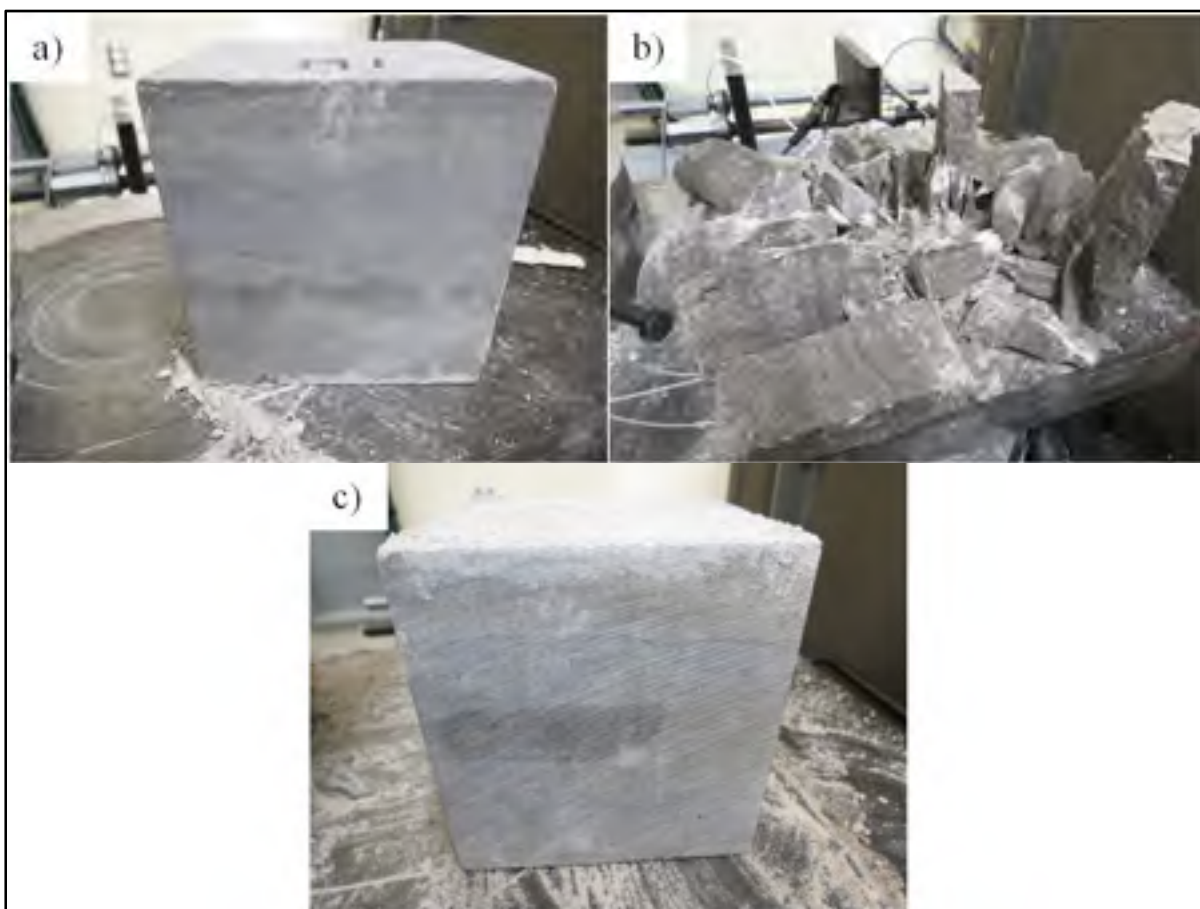


Figure-A VI-8 Dégarnissage des blocs du spécimen COMP-3 : a) bloc supérieur, b) bloc du milieu et c) bloc inférieur



Figure-A VI-9 Fissuration des quatre faces du spécimen COMP-4

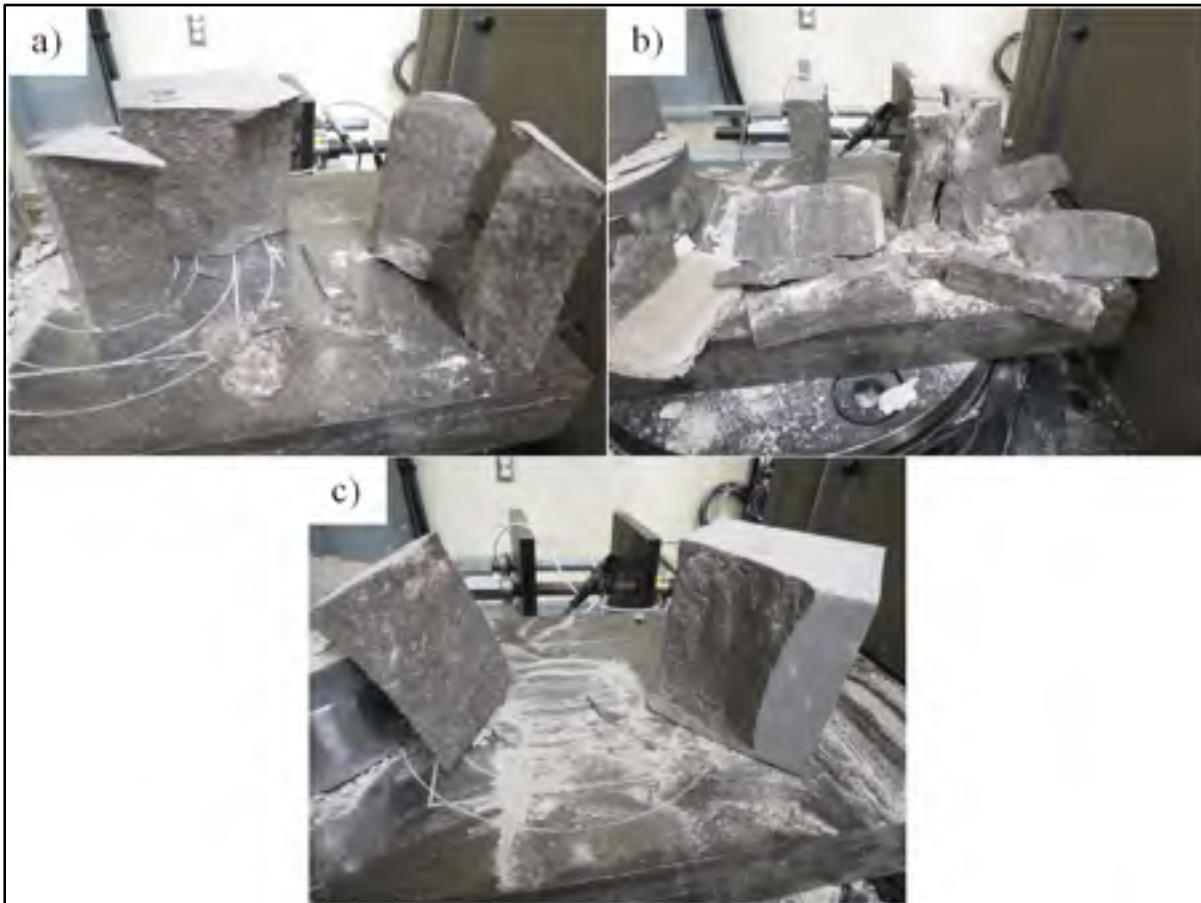


Figure-A VI-10 Dégarnissage des blocs du spécimen COMP-4 : a) bloc supérieur, b) bloc du milieu et c) bloc inférieur



Figure-A VI-11 Fissuration des quatre faces du spécimen COMP-5

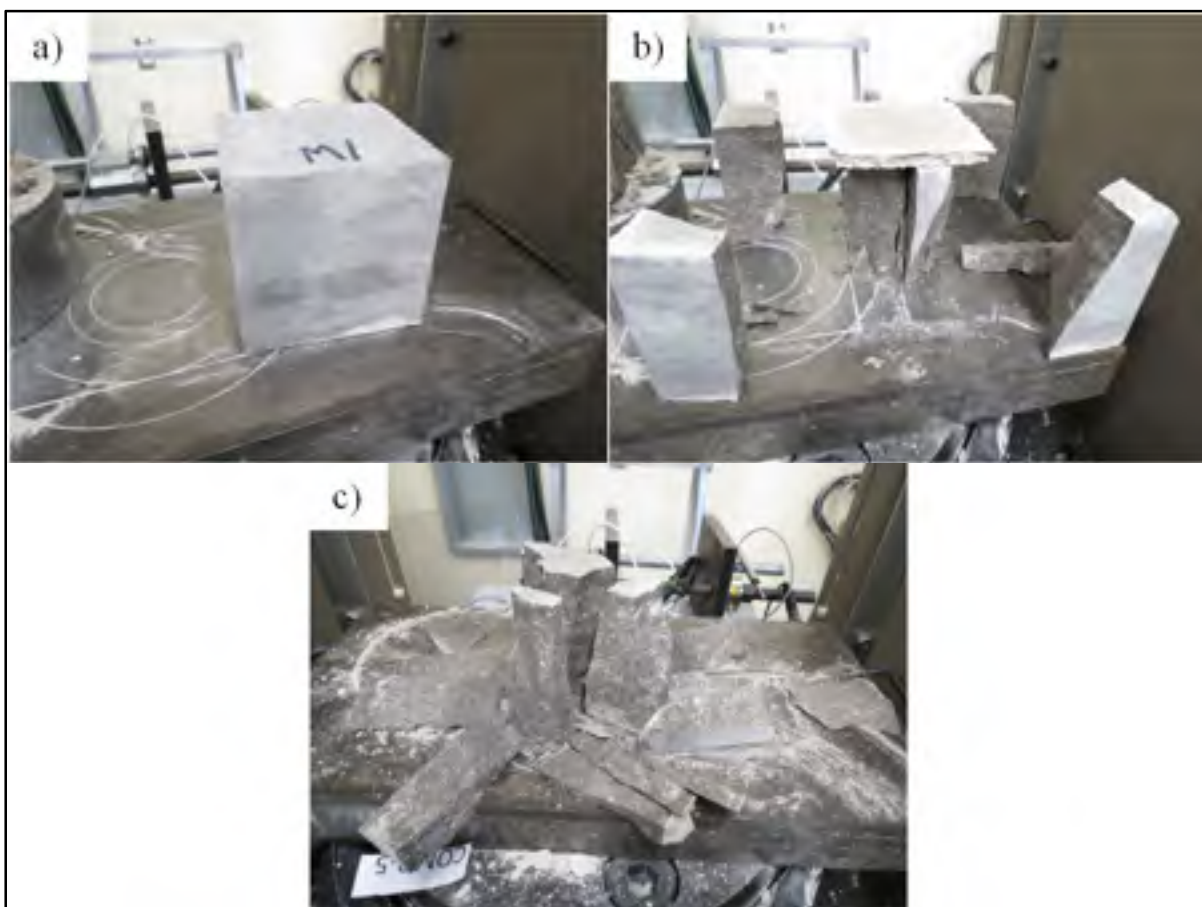


Figure-A VI-12 Dégarnissage des blocs du spécimen COMP-5 : a) bloc supérieur, b) bloc du milieu et c) bloc inférieur

ANNEXE VII

COURBE DE CONTRAINTE-DÉFORMATION DES SPÉCIMENS INDIVIDUELS

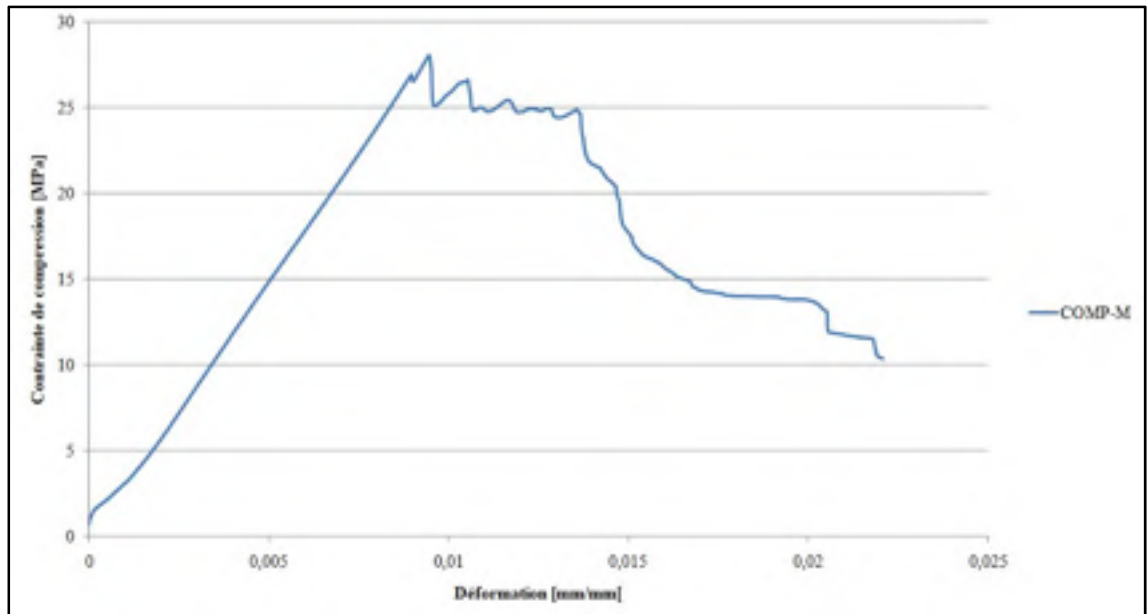


Figure-A VII-1 Courbe de contrainte-déformation de l'essai du spécimen COMP-M

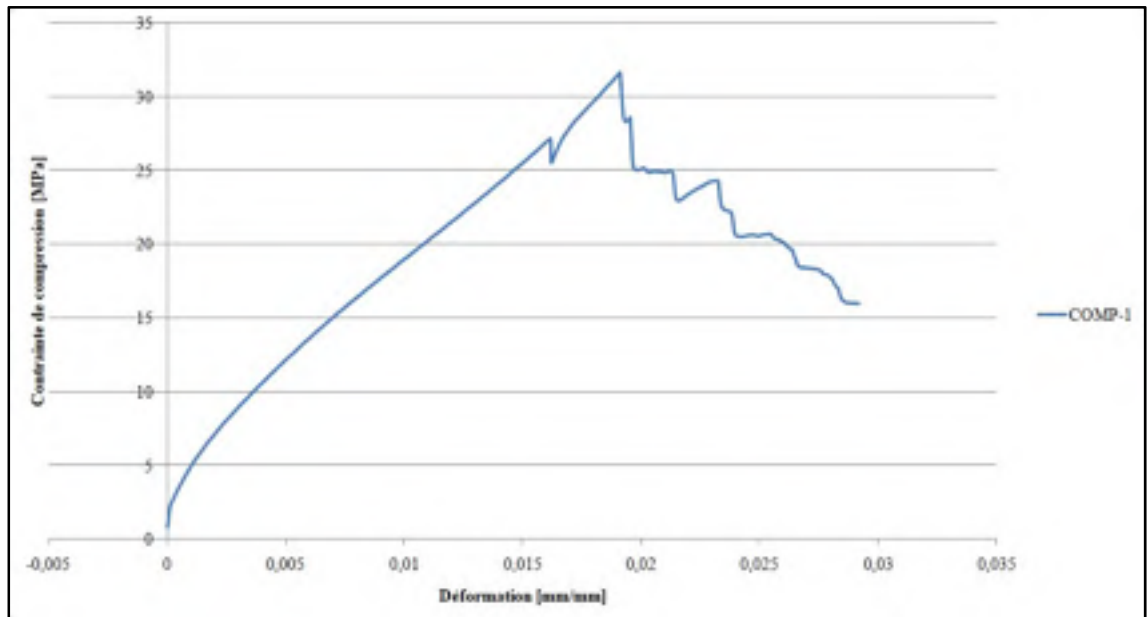


Figure-A VII-2 Courbe de contrainte-déformation de l'essai du spécimen COMP-1

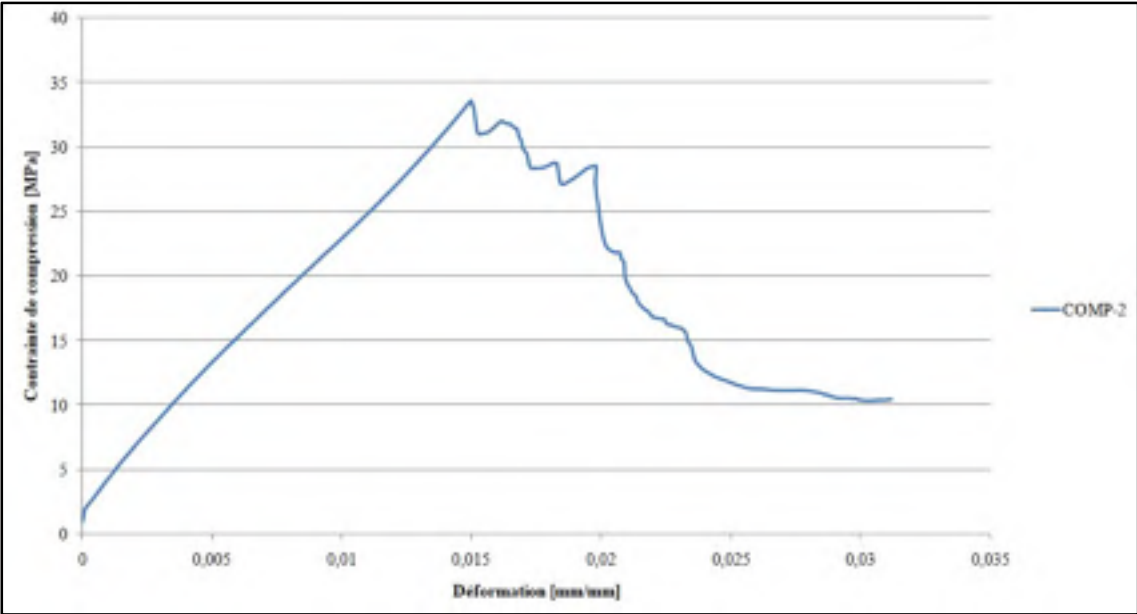


Figure-A VII-3 Courbe de contrainte-déformation de l'essai du spécimen COMP-2

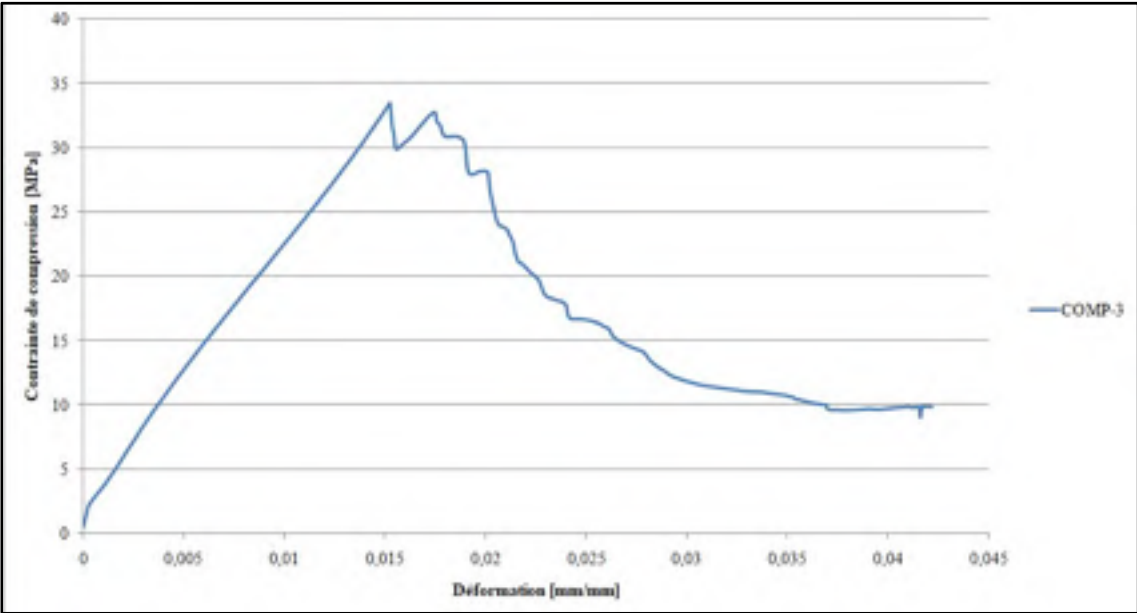


Figure-A VII-4 Courbe de contrainte-déformation de l'essai du spécimen COMP-3

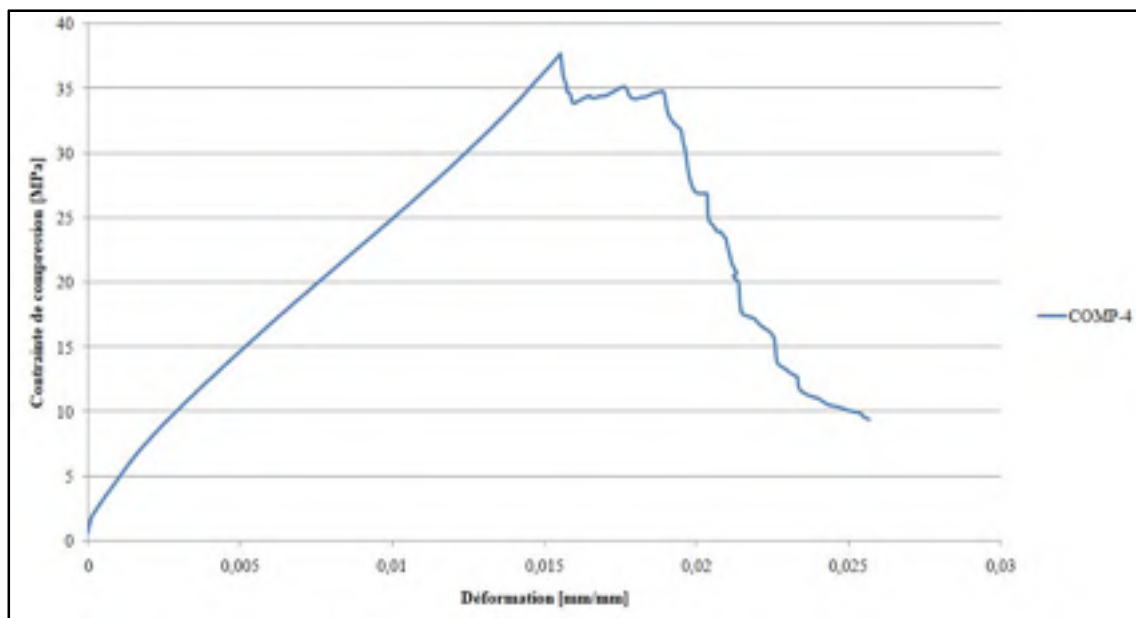


Figure-A VII-5 Courbe de contrainte-déformation de l'essai du spécimen COMP-4

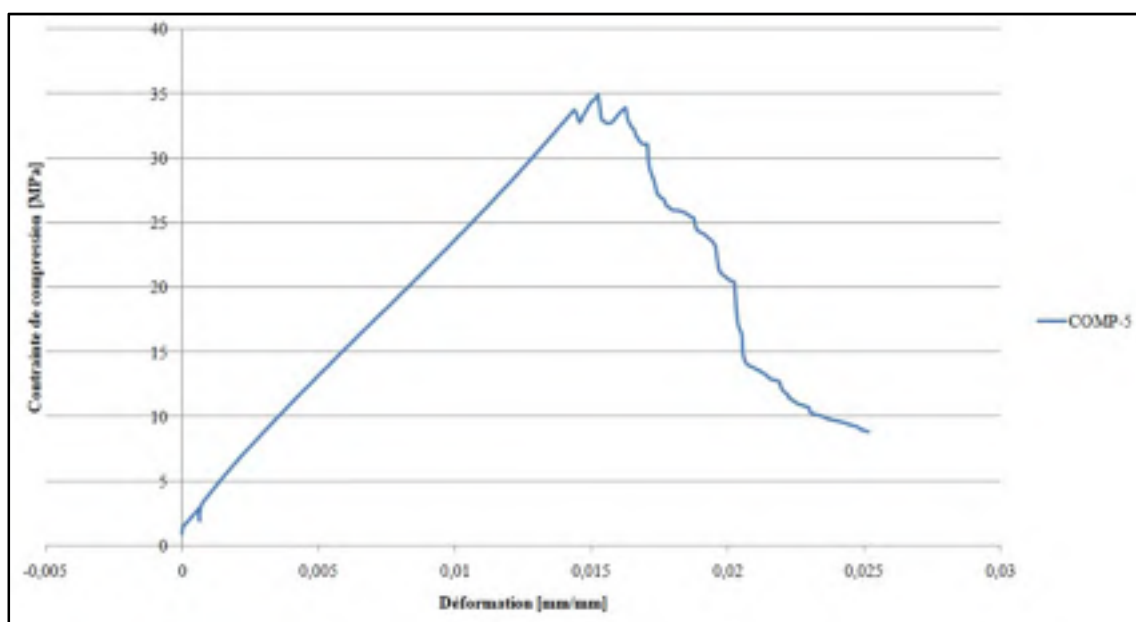


Figure-A VII-6 Courbe de contrainte-déformation de l'essai du spécimen COMP-5

ANNEXE VIII

FISSURATION ET MODES DE RUPTURE DES ESSAIS EN CISAILLEMENT DES JOINTS SUR LES SPÉCIMENS DE MAÇONNERIE



Figure-A VIII-1 Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-1



Figure-A VIII-2 Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-2



Figure-A VIII-3 Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-3

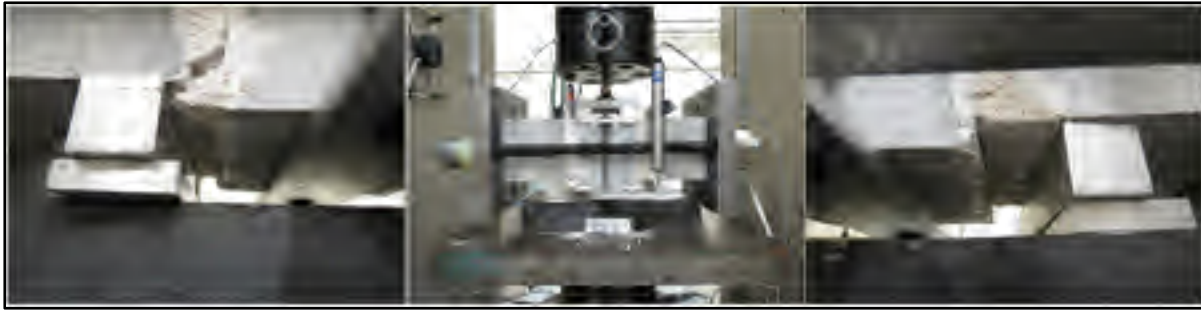


Figure-A VIII-4Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-4



Figure-A VIII-5Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-5



Figure-A VIII-6Mode de rupture des joints du spécimen CIS-5



Figure-A VIII-7Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-6



Figure-A VIII-8Mode de rupture des joints du spécimen CIS-6



Figure-A VIII-9Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-7

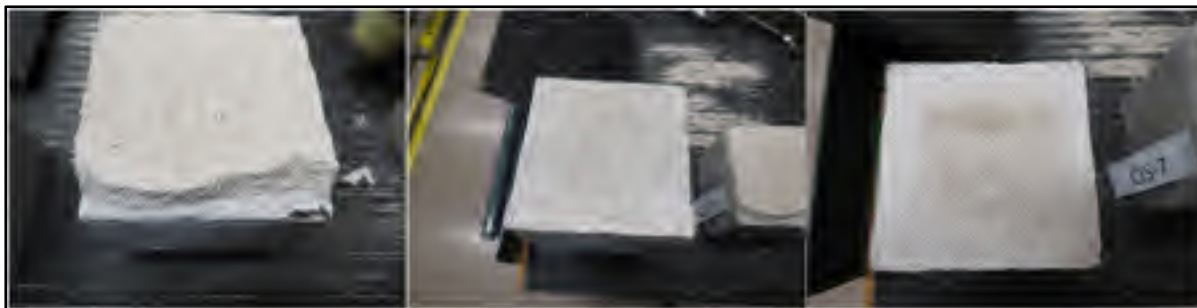


Figure-A VIII-10 Mode de rupture des joints du spécimen CIS-7



Figure-A VIII-11 Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-8



Figure-A VIII-12 Mode de rupture des joints du spécimen CIS-8



Figure-A VIII-13Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-9



Figure-A VIII-14Mode de rupture des joints du spécimen CIS-9



Figure-A VIII-15Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-10



Figure-A VIII-16 Mode de rupture des joints du spécimen CIS-10



Figure-A VIII-17 Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-11



Figure-A VIII-18 Mode de rupture des joints du spécimen CIS-11



Figure-A VIII-19Déplacement de l'unité centrale du spécimen CIS-12



Figure-A VIII-20Mode de rupture des joints du spécimen CIS-12

ANNEXE IX

ÉVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINTE AXIALE SELON LE DÉPLACEMENT DU BLOC CENTRAL

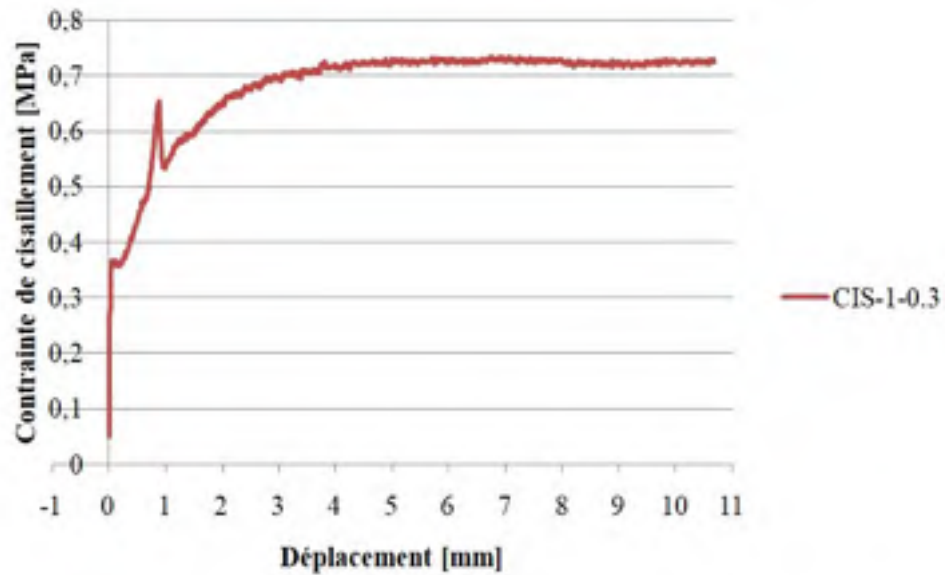


Figure-A IX-1 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-1-0,3

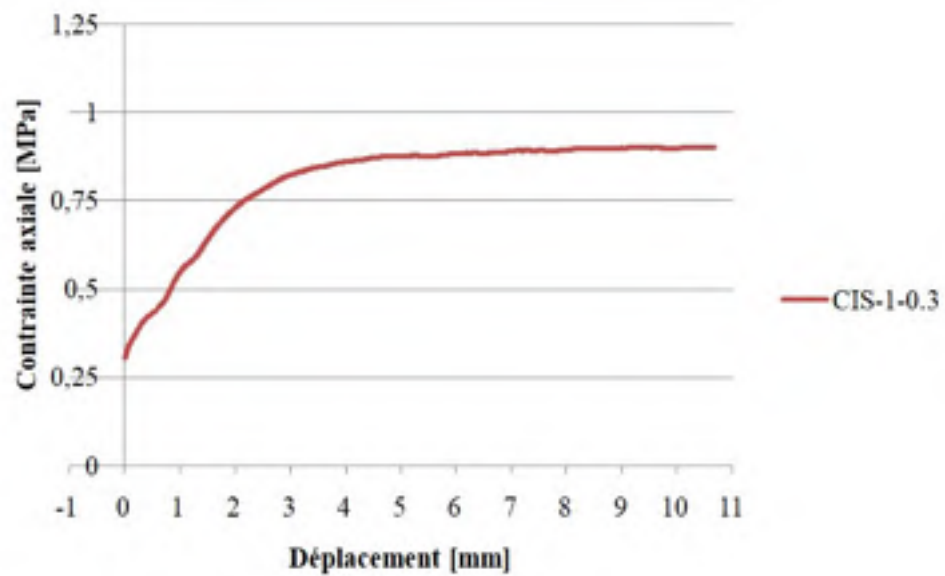


Figure-A IX-2 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-1-0,3

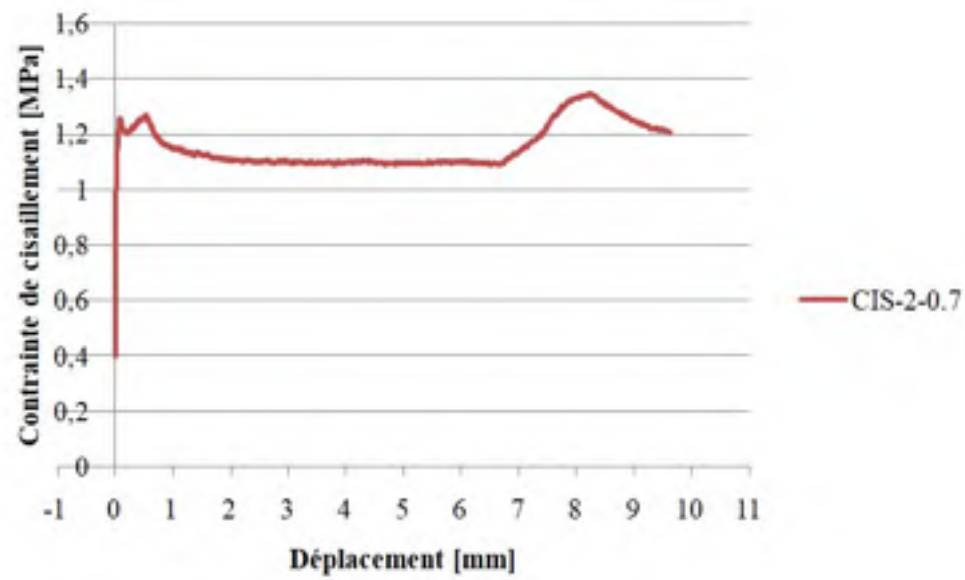


Figure-A IX-3 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-2-0,7

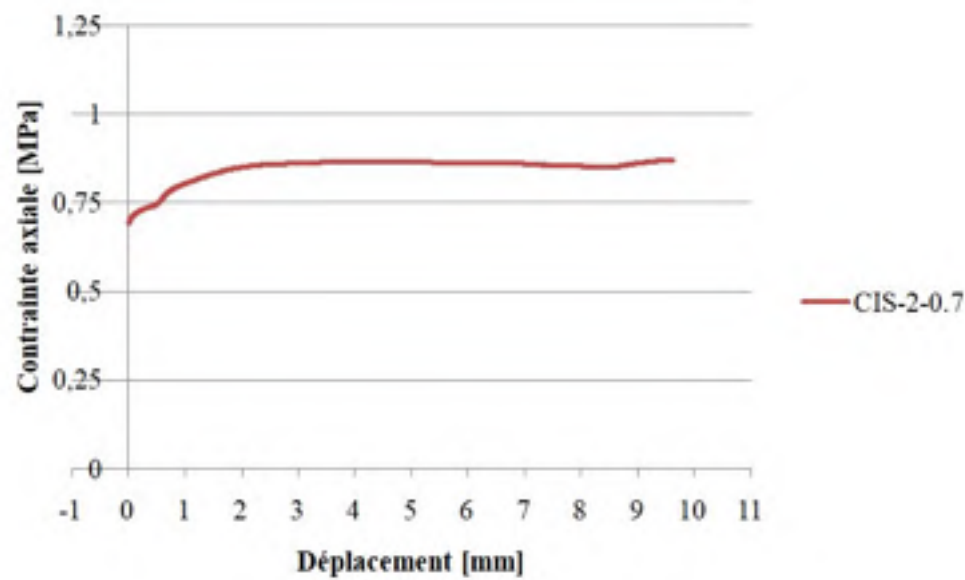


Figure-A IX-4 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-2-0,7

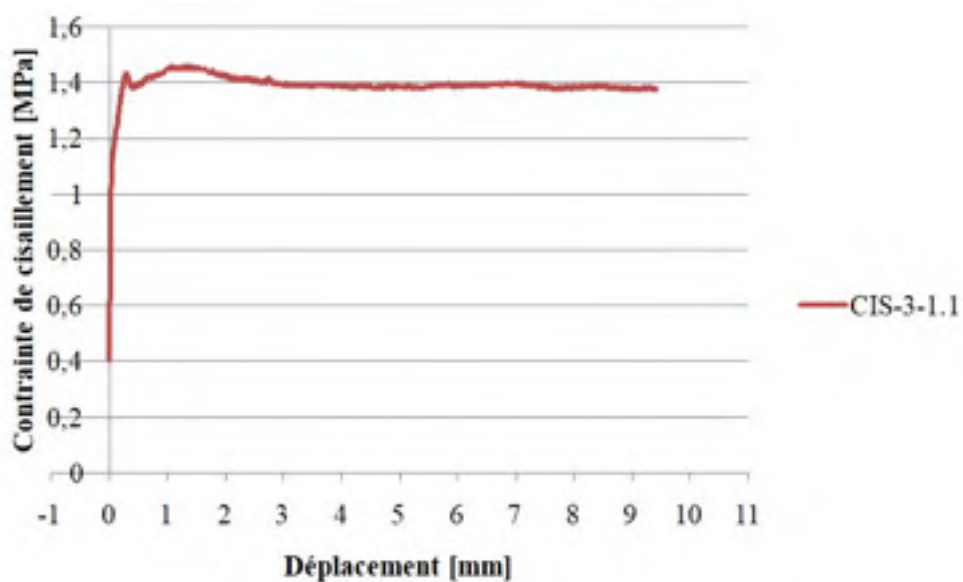


Figure-A IX-5 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-3-1,1

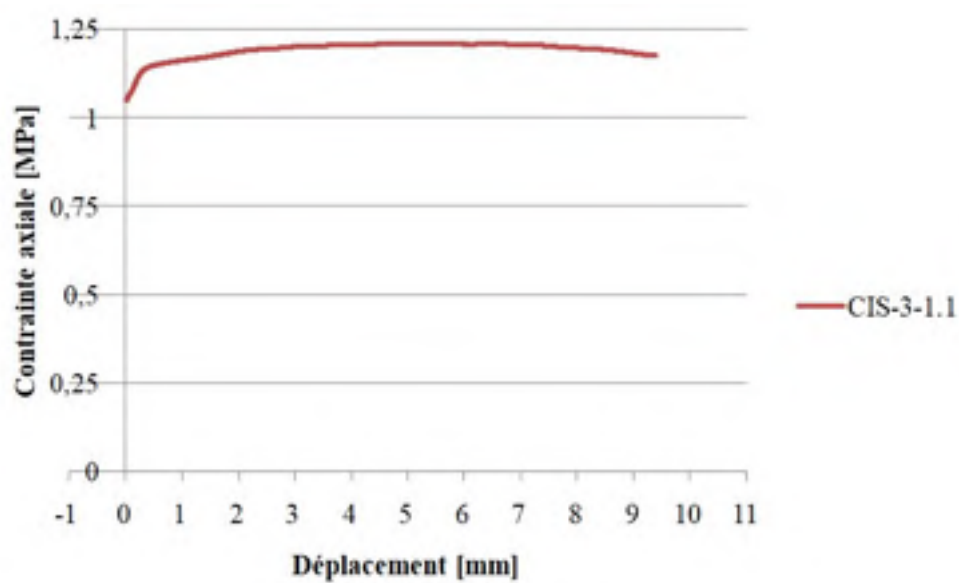


Figure-A IX-6 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-3-1,1

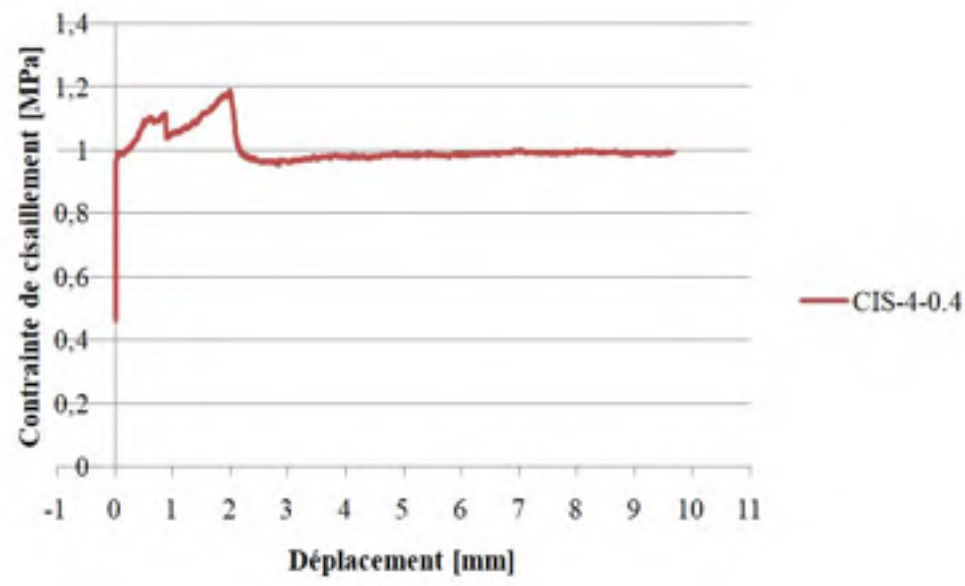


Figure-A IX-7 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-4-0,4

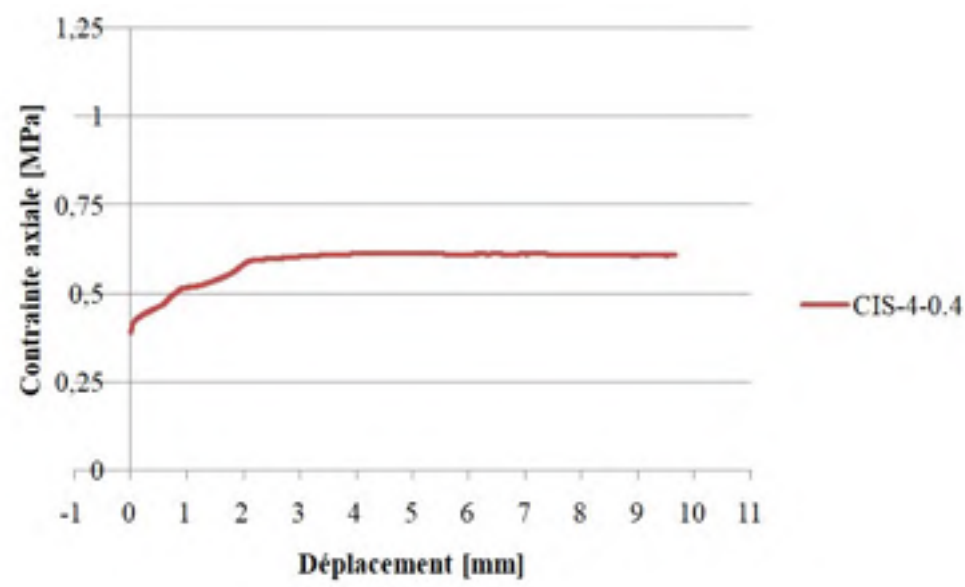


Figure-A IX-8 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-4-0,4

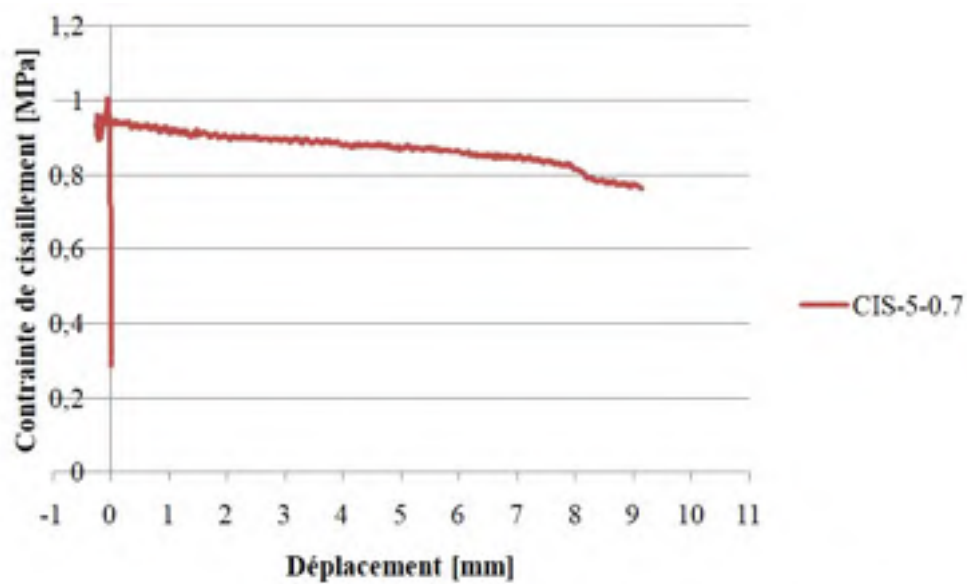


Figure-A IX-9 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-5-0,7

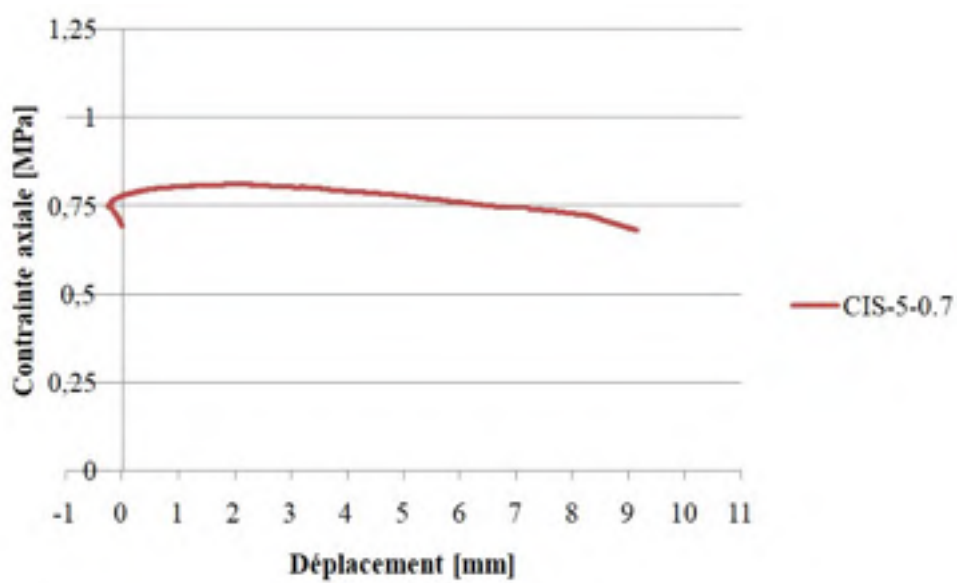


Figure-A IX-10 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-5-0,7

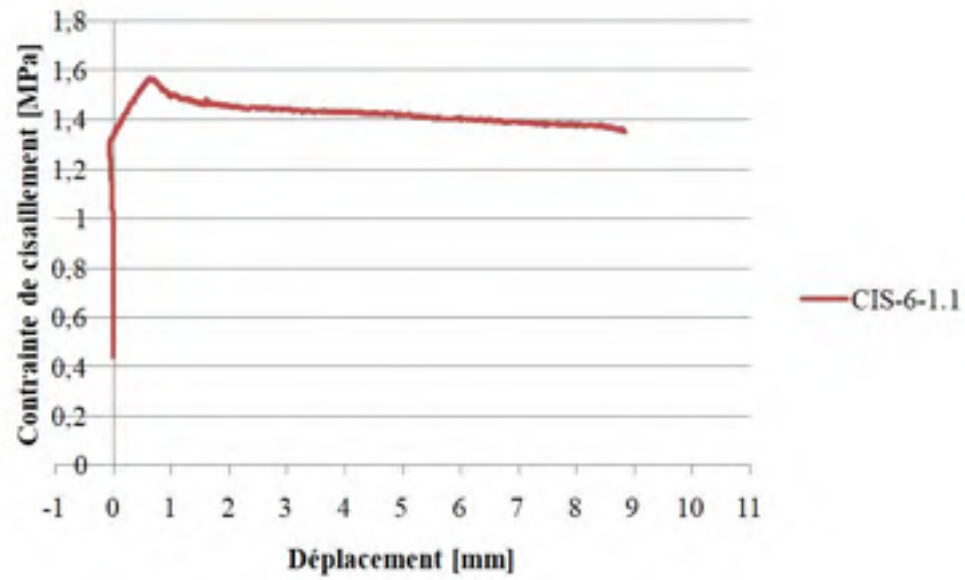


Figure-A IX-11 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-6-1,1

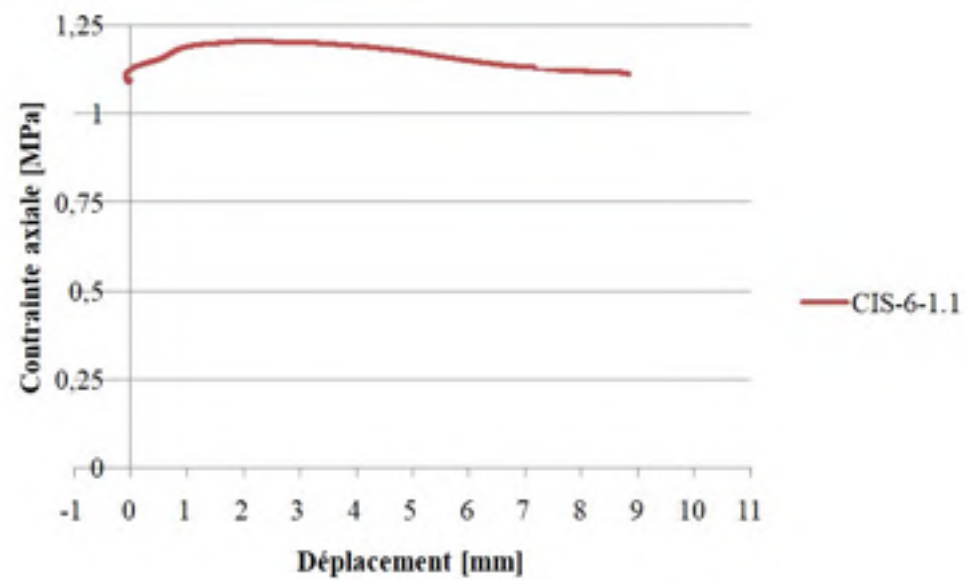


Figure-A IX-12 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-6-1,1

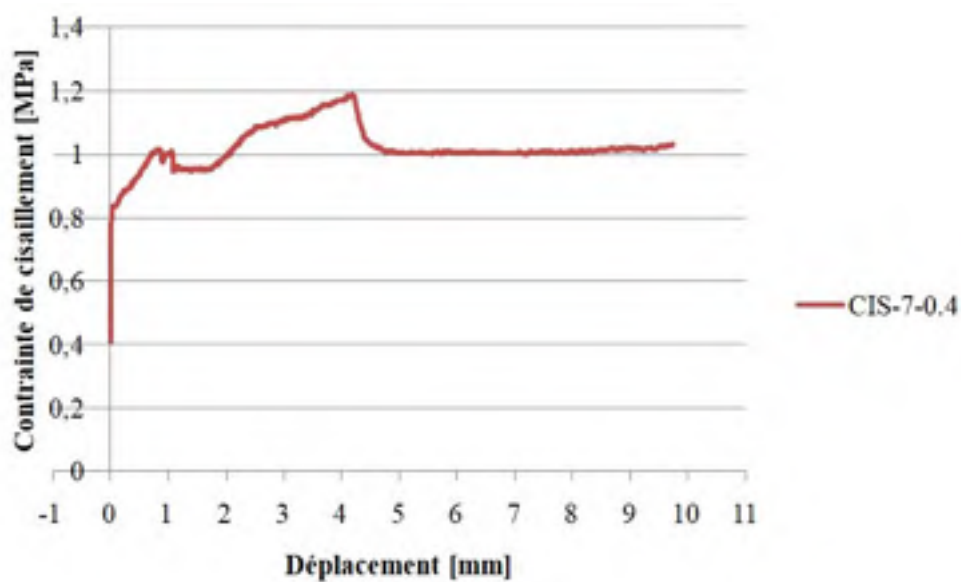


Figure-A IX-13 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-7-0,4

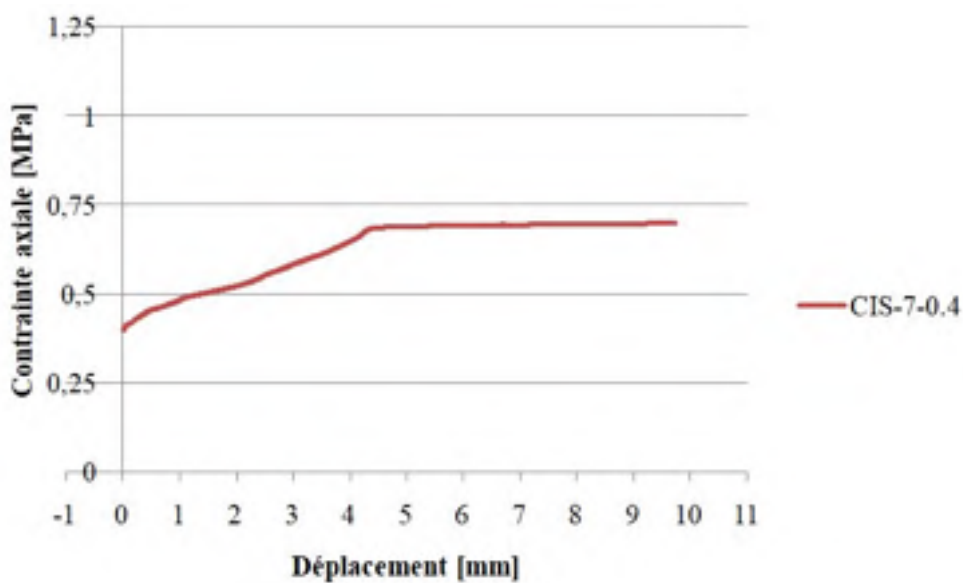


Figure-A IX-14 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-7-0,4

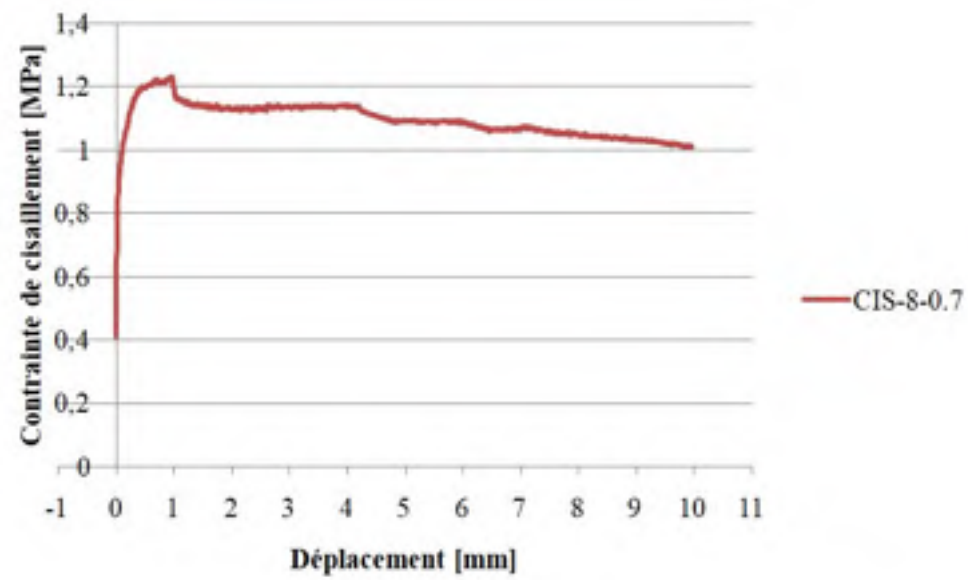


Figure-A IX-15 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-8-0,7

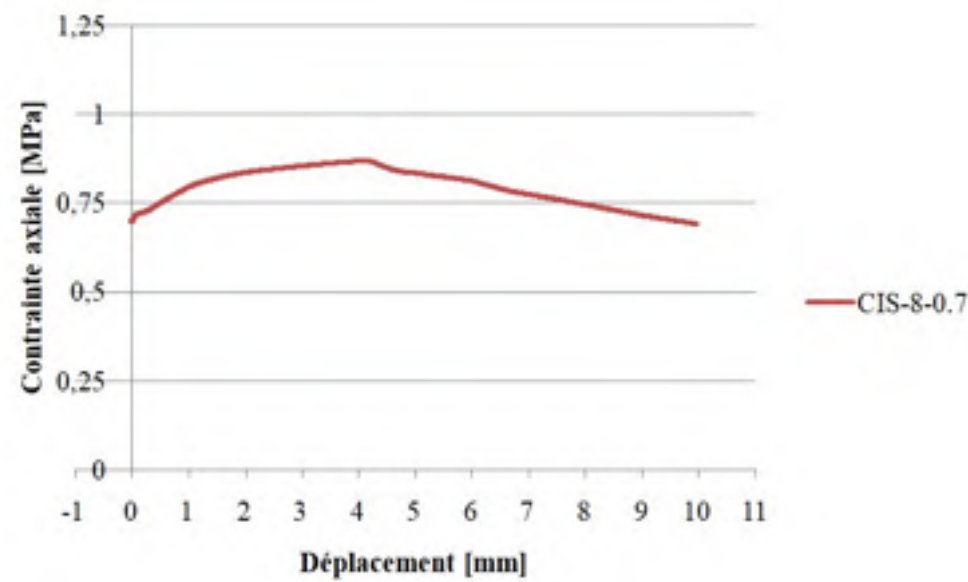


Figure-A IX-16 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-8-0,7

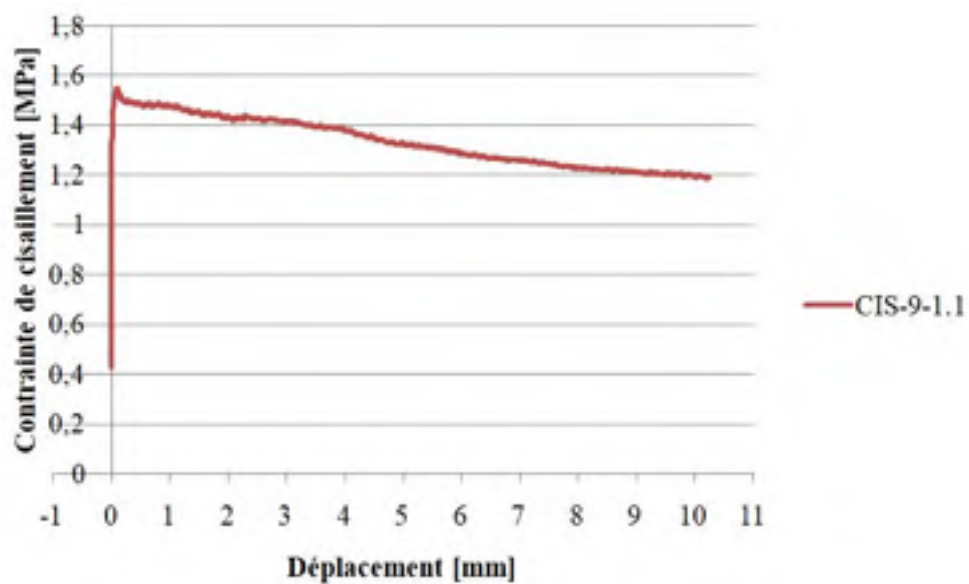


Figure-A IX-17 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-9-1,1

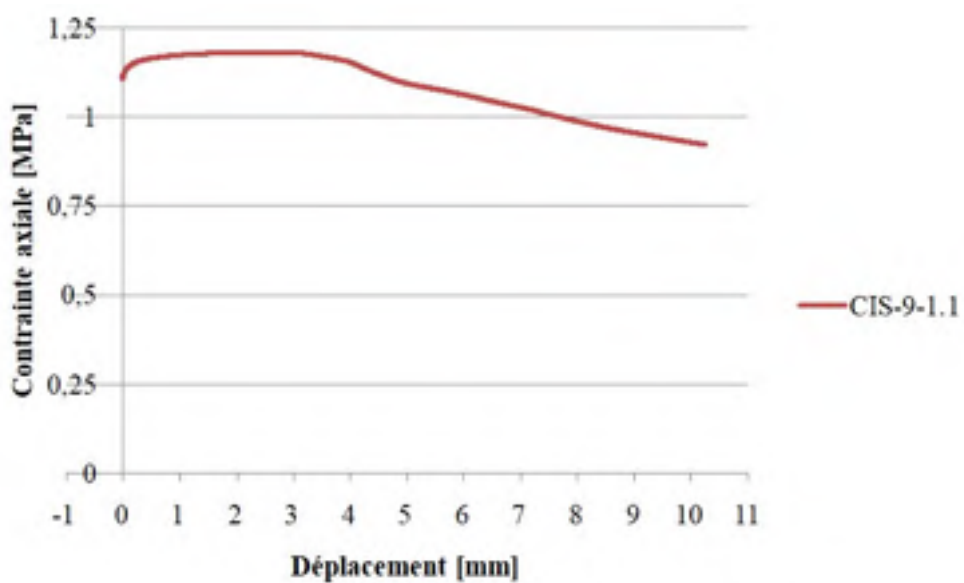


Figure-A IX-18 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-9-1,1

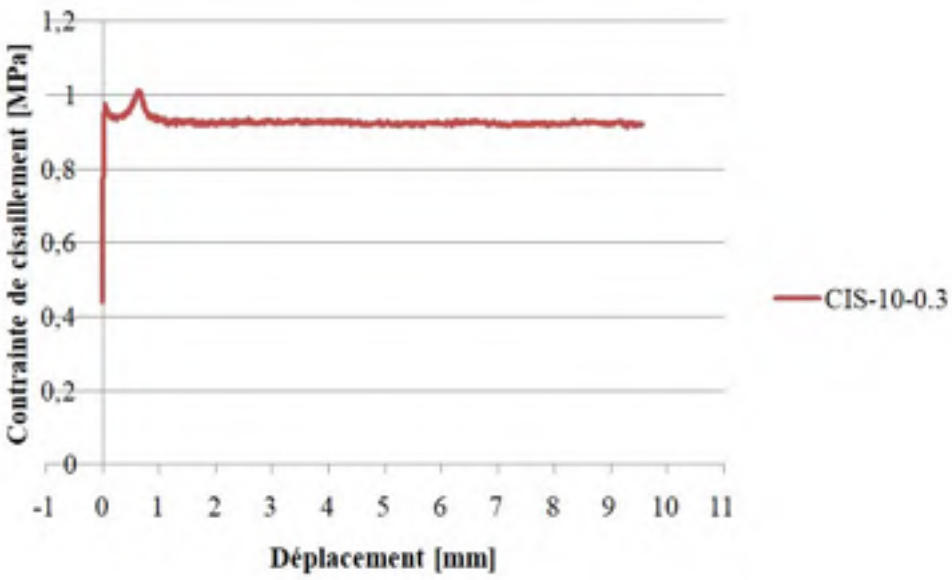


Figure-A IX-19 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-10-0,3

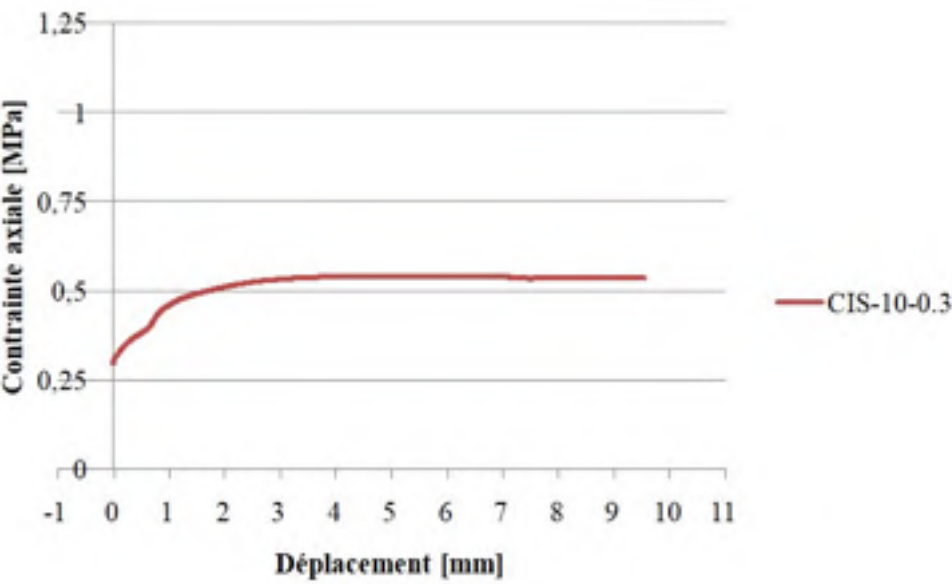


Figure-A IX-20 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-10-0,3

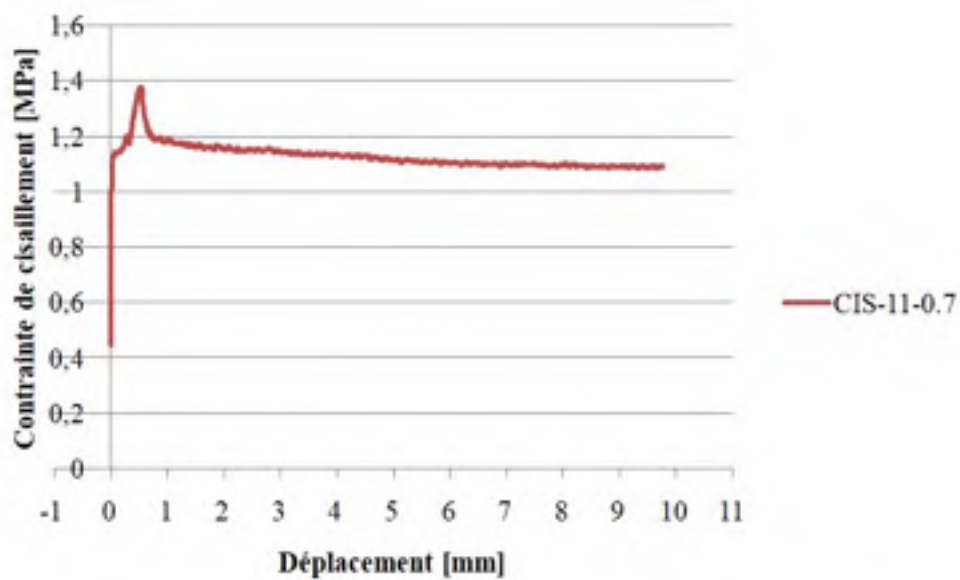


Figure-A IX-21 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-11-0,7

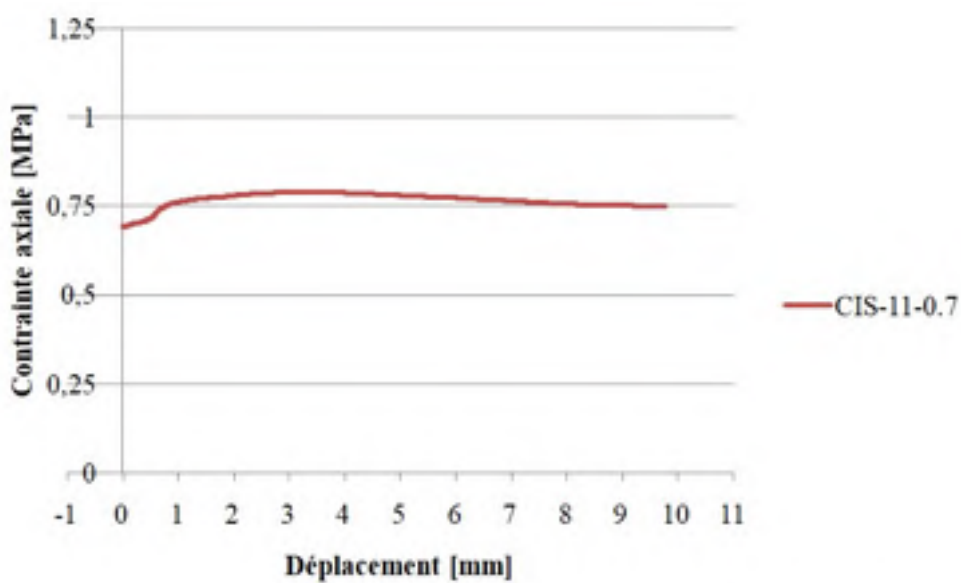


Figure-A IX-22 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-11-0,7

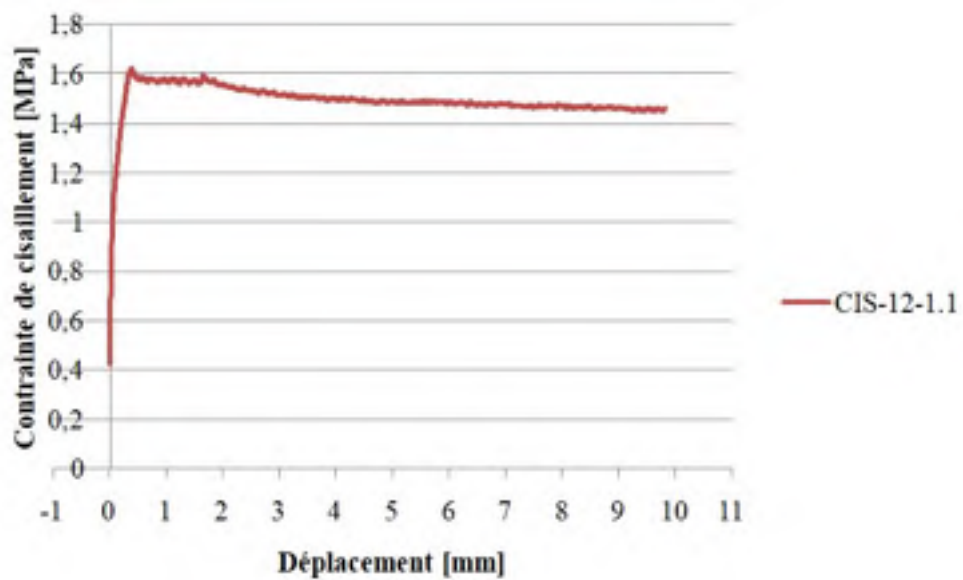


Figure-A IX-23 Courbe contrainte de cisaillement - déplacement de l'essai CIS-12-1,1

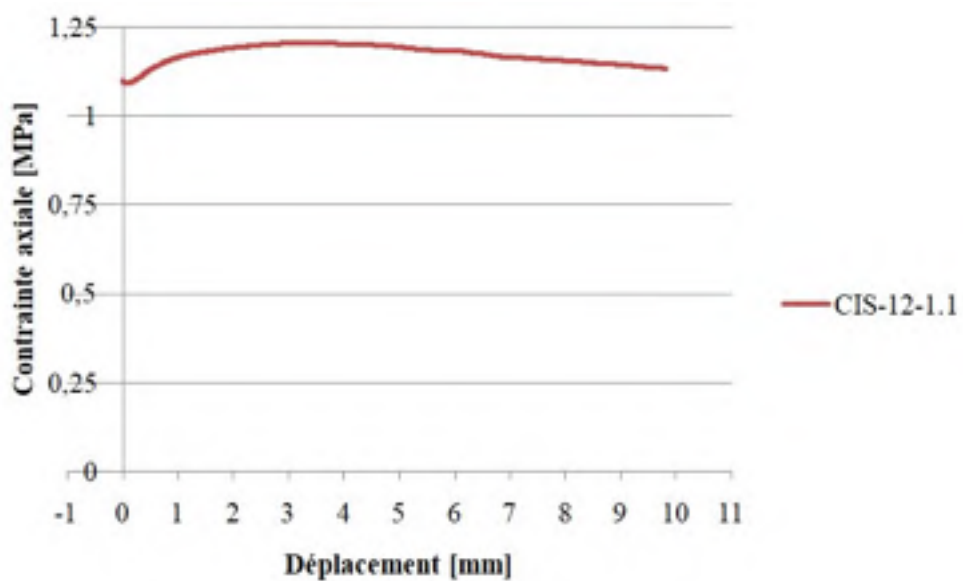


Figure-A IX-24 Courbe contrainte axiale - déplacement de l'essai CIS-12-1,1

ANNEXE X

FISSURATION ET MODES DE RUPTURE DES ESSAIS EN FLEXION DU JOINT SUR LES SPÉCIMENS DE MAÇONNERIE



Figure-A X-1 Mode de rupture du joint du spécimen FLEX-1



Figure-A X-2 Mode de rupture du joint du spécimen FLEX-2



Figure-A X-3 Mode de rupture du joint du spécimen FLEX-3



Figure-A X-4 Mode de rupture du joint du spécimen FLEX-4



Figure-A X-5Mode de rupture du joint du spécimen FLEX-5

ANNEXE XI

FISSURATION ET MODES DE RUPTURE DES ESSAIS EN TRACTION DIAGONALE SUR LES SPÉCIMENS DE MAÇONNERIE



Figure-A XI-1 Mode de rupture du mur testé dans le premier montage



Figure-A XI-2 Mode de rupture du deuxième mur testé dans le deuxième montage

ANNEXE XII

DÉTAIL DES CALCULS DE COURBES DE CAPACITÉ BILINÉAIRE RÉALISÉ SUR MATHCAD

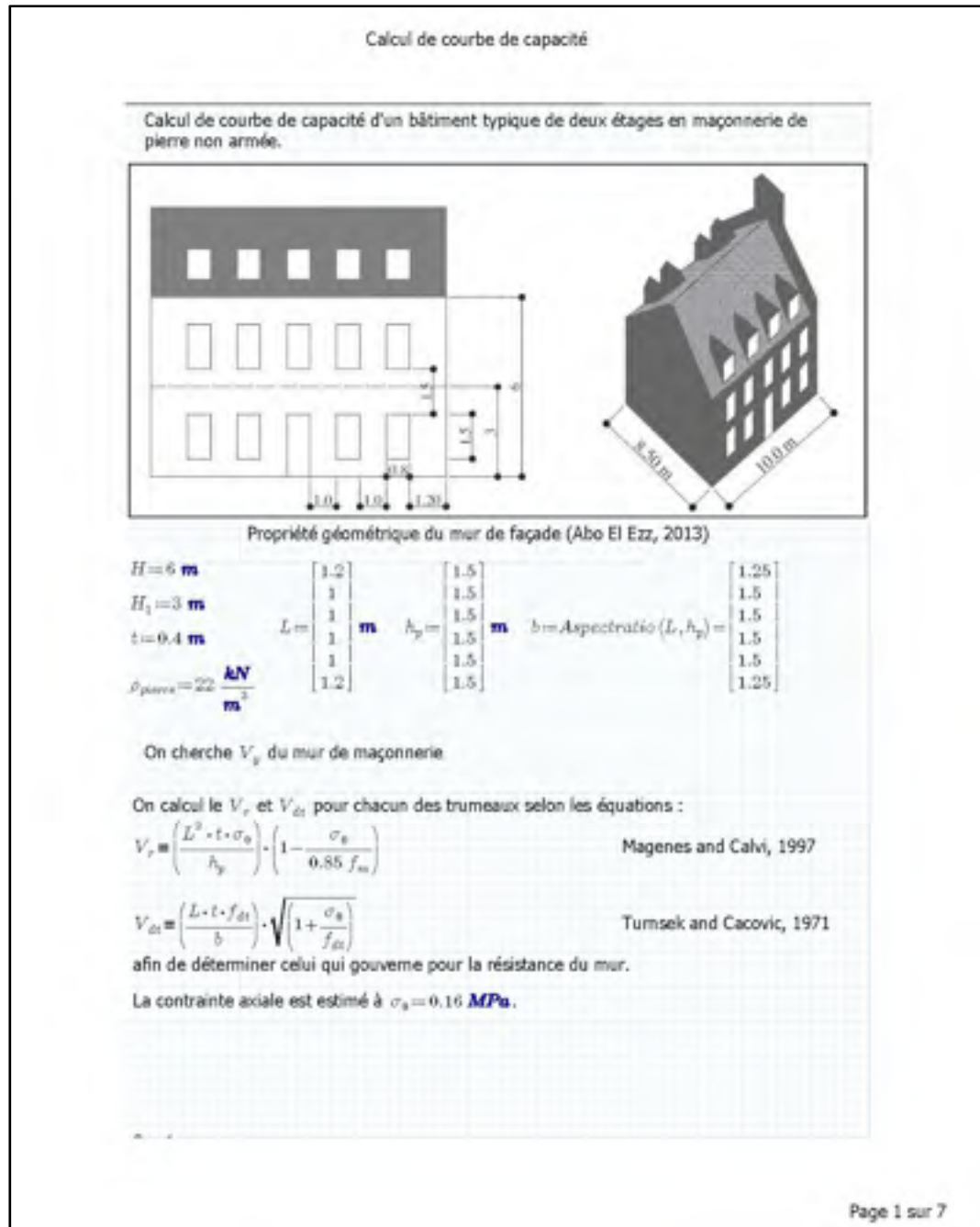


Figure-A XII-1 Détail des calculs de courbes de capacité (Page 1 de 7)

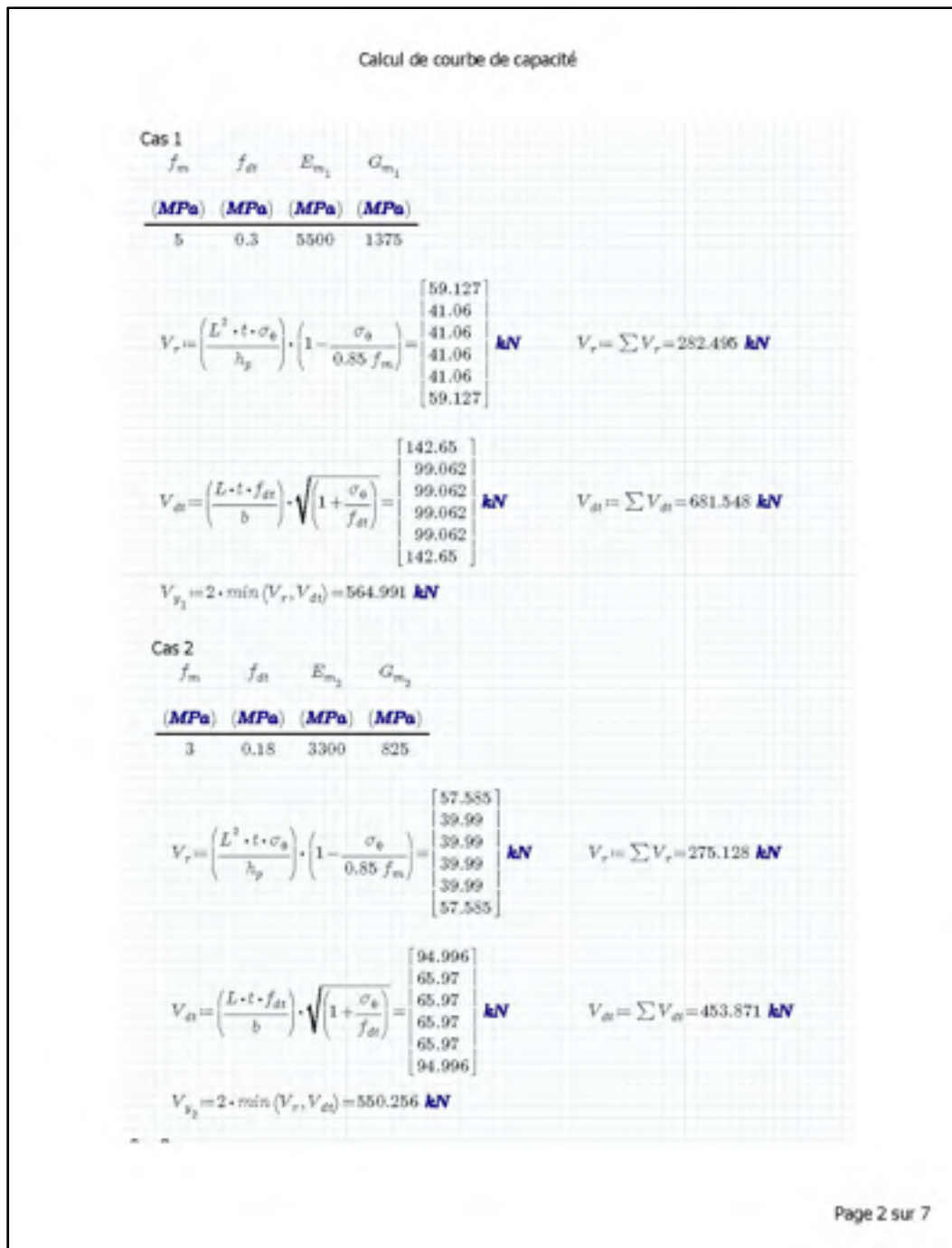


Figure-A XII-2 Détail des calculs de courbes de capacité (Page 2 de 7)

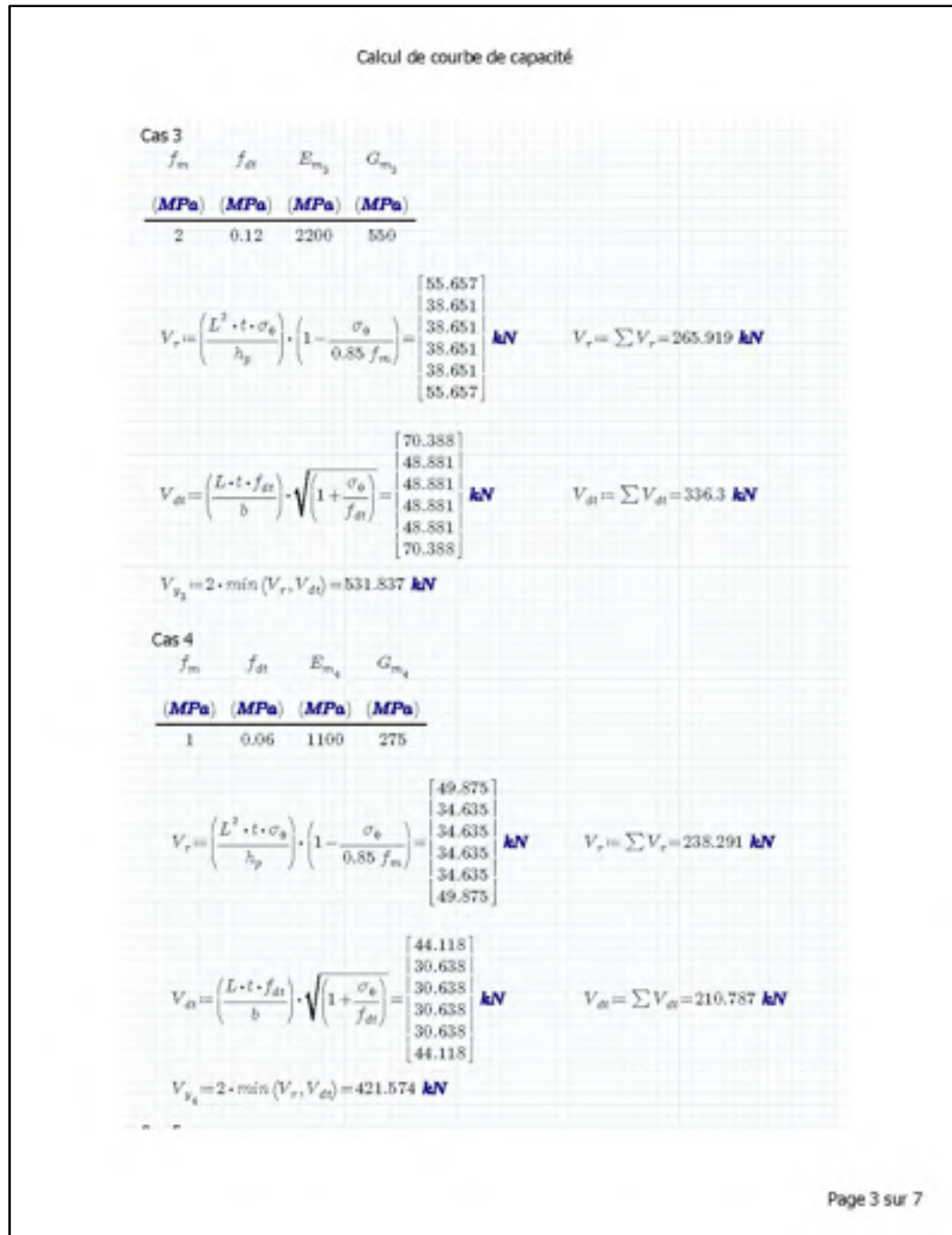


Figure-A XII-3 Détail des calculs de courbes de capacité (Page 3 de 7)

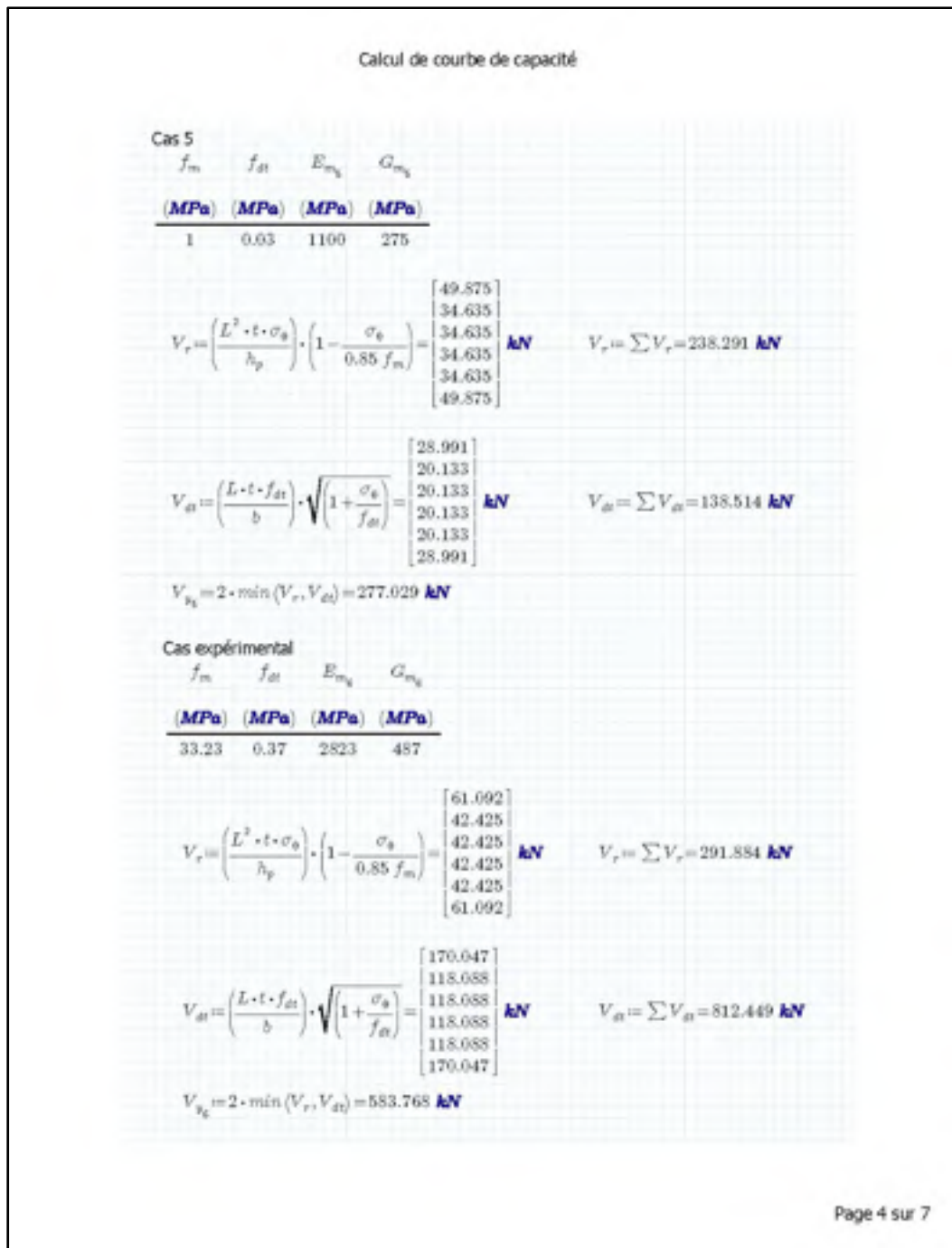


Figure-A XII-4 Détail des calculs de courbes de capacité (Page 4 de 7)

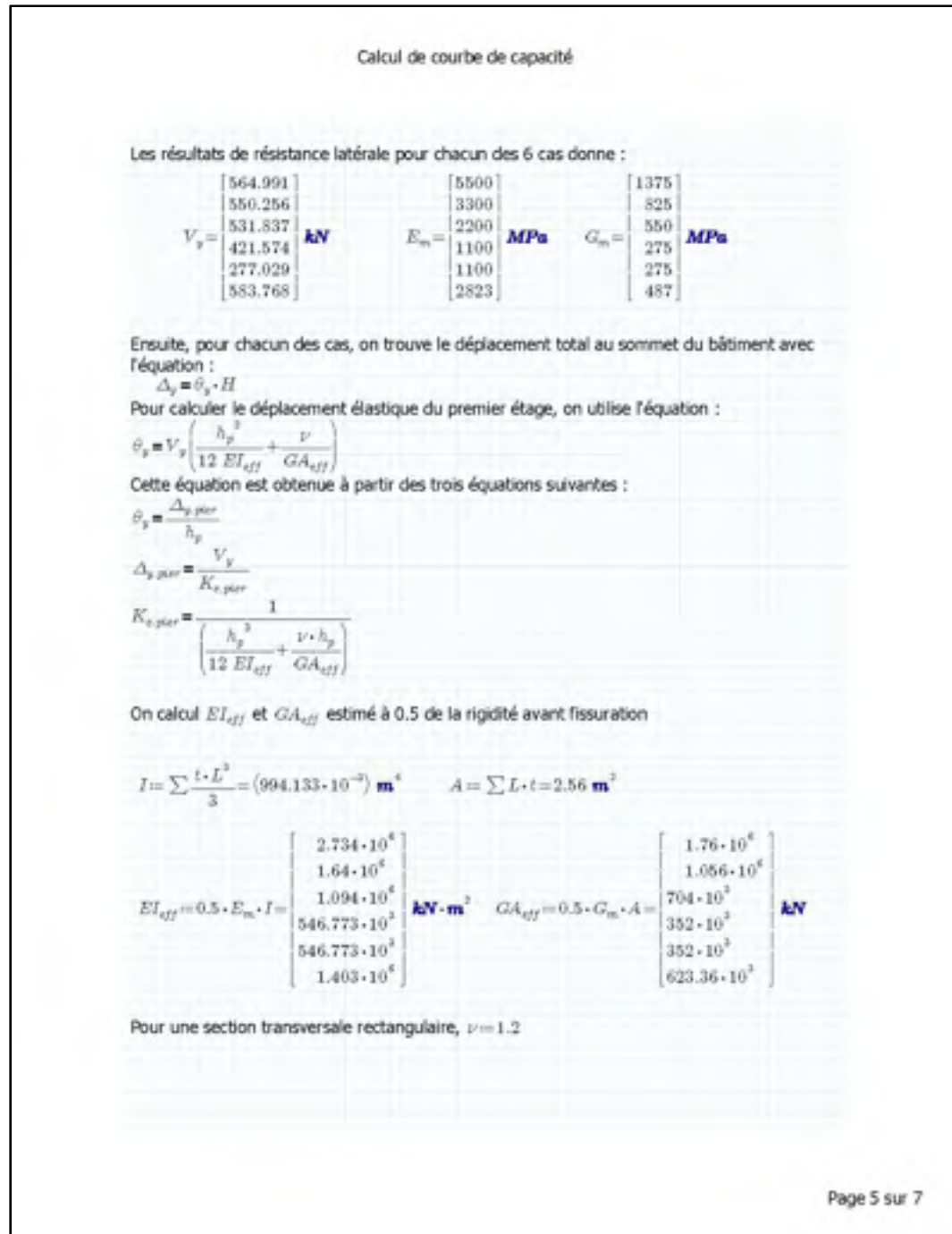


Figure-A XII-5 Détail des calculs de courbes de capacité (Page 5 de 7)

Calcul de courbe de capacité

On calcule le déplacement élastique pour chacun des cas

Cas 1 $i=1$

$$\theta_{y_i} = V_{y_i} \cdot \left(\frac{h_{p_i}^3}{12 \cdot EI_{eff_i}} + \frac{\nu}{GA_{eff_i}} \right) = 423.971 \cdot 10^{-6}$$

Cas 2 $i=2$

$$\theta_{y_i} = V_{y_i} \cdot \left(\frac{h_{p_i}^3}{12 \cdot EI_{eff_i}} + \frac{\nu}{GA_{eff_i}} \right) = 688.189 \cdot 10^{-6}$$

Cas 3 $i=3$

$$\theta_{y_i} = V_{y_i} \cdot \left(\frac{h_{p_i}^3}{12 \cdot EI_{eff_i}} + \frac{\nu}{GA_{eff_i}} \right) = 997.73 \cdot 10^{-6}$$

Cas 4 $i=4$

$$\theta_{y_i} = V_{y_i} \cdot \left(\frac{h_{p_i}^3}{12 \cdot EI_{eff_i}} + \frac{\nu}{GA_{eff_i}} \right) = 1.582 \cdot 10^{-3}$$

Cas 5 $i=5$

$$\theta_{y_i} = V_{y_i} \cdot \left(\frac{h_{p_i}^3}{12 \cdot EI_{eff_i}} + \frac{\nu}{GA_{eff_i}} \right) = 1.039 \cdot 10^{-3}$$

Cas expérimental $i=6$

$$\theta_{y_i} = V_{y_i} \cdot \left(\frac{h_{p_i}^3}{12 \cdot EI_{eff_i}} + \frac{\nu}{GA_{eff_i}} \right) = 1.202 \cdot 10^{-3}$$

On calcule le déplacement total au sommet pour chacun des cas :

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H = \begin{bmatrix} 0.003 \\ 0.004 \\ 0.006 \\ 0.009 \\ 0.006 \\ 0.007 \end{bmatrix} \text{ m}$$

Figure-A XII-6 Détail des calculs de courbes de capacité (Page 6 de 7)

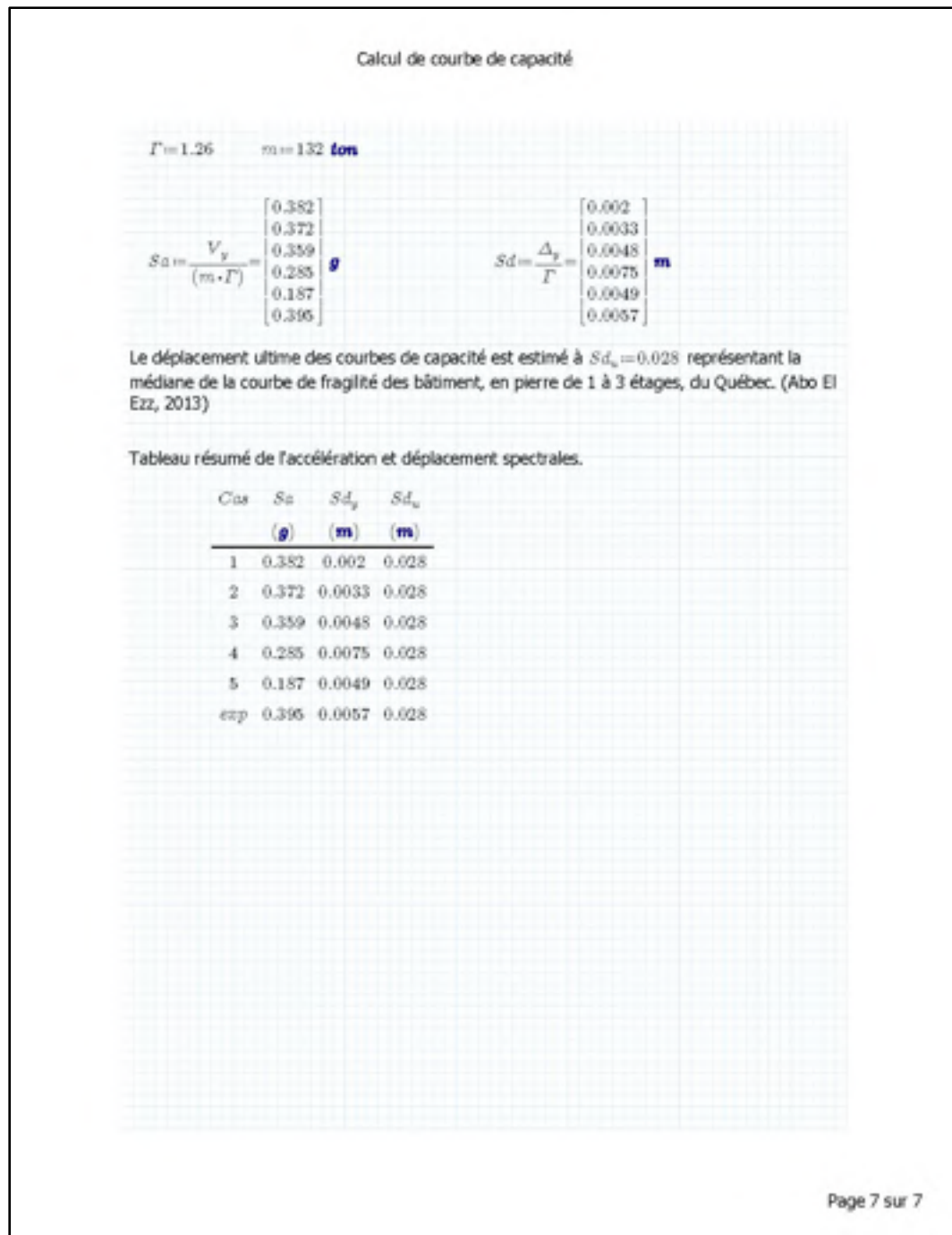


Figure-A XII-7 Détail des calculs de courbes de capacité (Page 7 de 7)

BIBLIOGRAPHIE

- Abo-El-Ezz, A., Nollet, M.-J., & Nastev, M. (2013). Seismic fragility assessment of low-rise stone masonry buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12(1), 87-97.
- Abo-El-ezz, A., Nollet, M.-J., & Nastev, M. (2014). Analysis of uncertainties in seismic vulnerability modeling of stone masonry buildings.
- Abo El Ezz, A. (2013). *Probabilistic seismic vulnerability and risk assessment of stone masonry structures* (École de technologie supérieure, Montréal).
- Allen, D. E., Fontaine, L., Maurenbrecher, A. H. P., & Gingras, M. (1989). *The 1988 Saguenay Earthquake: Damage to Masonry Construction*. National Research Council Canada.
- ARCOP/FGMDA. (2012). *532_Extract_120424_MMMMWA - Modeling and Monitoring of Mass Masonry Wall Assemblies*. Final Report, ARCOP / Fournier Gersovitz Moss architects.
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Washington D.C.: American Society of Civil Engineers. doi: 10.1061/9780784412855. Repéré à <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784412855>
- ASTM. (2012). *C952 Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units*. ASTM International.
- ASTM. (2013). *C1072-13e1 Standard Test Methods for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength*. West Conshohocken, PA.: ASTM International.
- ASTM. (2014). *C1314-14 Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*. West Conshohocken, PA.: ASTM International.
- ASTM. (2015). *E519/E519M – 15 Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*. ASTM International.
- ASTM. (2016a). *C109/C109M - 16 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*. West Conshohocken, PA.: ASTM International.
- ASTM. (2016b). *C170/C170M Standard Test Method for Compressive Strength of Dimension Stone*. ASTM International.

- ASTM. (2016c). *C1531 Standard Test Methods for In Situ Measurement of Masonry Mortar Joint Shear Strength Index*. ASTM International.
- Binda, L., Fontana, A., & Mirabella, G. (1994). Mechanical behavior and stress distribution in multiple-leaf stone walls. Dans *Proceedings of 10th international brick/block/masonry conference* (pp. 1-9).
- Bomix. (2017). Sable sec Bomix. Repéré le 31 juillet à http://www.bomix.ca/produits.php?lang=fr&cat=sable&prod=sable_sec
- Bruneau, M. (1995). Performance of masonry structures during the 1994 Northridge (Los Angeles) earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(2), 378-402.
- BSI. (1995). *BS EN 196-1 Methods of testing cement*. Standard. United Kingdom: British Standards Institution.
- Calvi, G., & Magenes, G. (1991). Experimental evaluation of seismic strength of old masonry structures. *Brick and Block Masonry*, 1, 490-497.
- CEN. (2005). *Eurocode 6: Design of Masonry Structures—Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation.
- CNRC. (2015). *Code national du bâtiment - Canada 2015*. Canada: Conseil national de recherches Canada.
- Coburn, A., & Spence, R. (2003). *Earthquake protection*. John Wiley & Sons.
- CSA. (2014a). *CAN/CSA-A179-14 - Mortar and grout for unit masonry*. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- CSA. (2014b). *CAN/CSA-S304-F14 - Calcul des ouvrages en maçonnerie*. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standard Association.
- FederalWhiteCement. (2017). Technical Data Sheet CAN/CSA-A3001 Type GU. Repéré le 31 Juillet à <http://www.federalwhitecement.com/csa-a5.htm>
- Graymont. (2017). Dolomitic Hydrated Lime Type SA. Repéré le 31 Juillet à <http://www.graymont.com/en/products/hydrated-lime/dolomitic-hydrated-lime-type-sa>
- Ingham, J. M., & Griffith, M. C. (2011). *The Performance of Unreinforced Masonry Buildings in the 2010/2011 Canterbury Earthquake Swarm*. New Zealand. Repéré à <http://canterbury.royalcommission.govt.nz/>

- IRC-NRC. (2007). *532_EIAR_APx11_MortarTesting - IRC Masonry Testing Report*. Draft, IRC - NRC.
- Kircher, C. A., Reitherman, R. K., Whitman, R. V., & Arnold, C. (1997). Estimation of earthquake losses to buildings. *Earthquake spectra*, 13(4), 703-720. doi: <https://doi.org/10.1193/1.1585976>
- Klingner, R. E. (2006). Behavior of masonry in the Northridge (US) and Tecomán-Colima (Mexico) earthquakes: Lessons learned, and changes in US design provisions. *Construction and Building Materials*, 20(4), 209-219.
- Kržan, M., Gostič, S., Cattari, S., & Bosiljkov, V. (2015). Acquiring reference parameters of masonry for the structural performance analysis of historical buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(1), 203-236.
- Lang, K. (2002). *Seismic vulnerability of existing buildings*. vdf Hochschulverlag AG.
- Lefebvre, K. (2004). *Caractérisation structurale et évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques en maçonnerie du vieux-montréal* (École de technologie supérieure, Montréal).
- Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2013). *Evaluation parasismique des constructions existantes: Bâtiments en maçonnerie et en béton armé*. Presses polytechniques et universitaires romandes.
- Magenes, G., & Calvi, G. M. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 26(11), 1091-1112.
- Magenes, G., Penna, A., Galasco, A., & Rota, M. (2010). Experimental characterisation of stone masonry mechanical properties. Dans *Proceedings of the 8th International Masonry Conference*.
- Maurenbrecher, A., Trischuk, K., Rousseau, M., & Subercaseaux, M. (2007). *Key Considerations for Repointing Mortars for Conservation of Older Masonry*. Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council Canada.
- Mazzon, N. (2010). *Influence of Grout Injection on the Dynamic Behaviour of Stone Masonry Buildings* (University of Padova, Italy).
- Milosevic, J., Gago, A. S., Lopes, M., & Bento, R. (2013). Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry specimens. *Construction and Building Materials*, 47, 1372-1380.
- Nollet, M.-J. (2016). MGC-830 : Réhabilitation des bâtiments : notes du cours MGC-830 (pp. 153). Montréal: École de Technologie Supérieure.

- Nollet, M.-J., Abo El Ezz, A., Morett, P., & Boldireff, É. (2017). *Impact of stone masonry mechanical properties on seismic vulnerability Assessment of unreinforced masonry buildings* présentée à 13th Canadian Masonry Symposium, Halifax, Canada.
- RILEM. (1996). MS-B.4 Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction. *Materials and structures*, 29(October 1996), 5.
- RNC. (2016, 2016-02-12). Le séisme du Saguenay de 1988 de magnitude 5,9. Repéré le 2 août 2017 à <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/historic-historique/events/19881125-fr.php>
- RNC. (2017, 2017-02-17). Carte simplifiée de l'aléa sismique du Canada, les provinces et les territoires. Repéré le 25 juillet 2017 à <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/simphaz-fr.php>
- SA. (2011). *AS3700 – 2011: Masonry structures*. Sydney, Australia: Standards Australia.
- Sorour, M. M. L. (2010). *Characterization and Repair of Historic Stone Masonry Structures* (University of Calgary, Canada).
- Tinawi, R., Mitchell, D., & Law, T. (1990). Les dommages dus au tremblement de terre du Saguenay du 25 novembre 1988. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 17(3), 366-394.
- Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings* (Vol. 1). London, UK: Imperial College Press.
- Turnsek, V., & Cacovic, F. (1970). Come experimental results on the strength of brick masonry walls. Dans *2nd International Brick Masonry Conference* (pp. 149-156).
- Vasconcelos, G., & Lourenço, P. (2009). Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials*, 23(11), 3337-3345.
- Zimmermann, T., Strauss, A., & Bergmeister, K. (2012). Structural behavior of low-and normal-strength interface mortar of masonry. *Materials and structures*, 45(6), 829-839.

